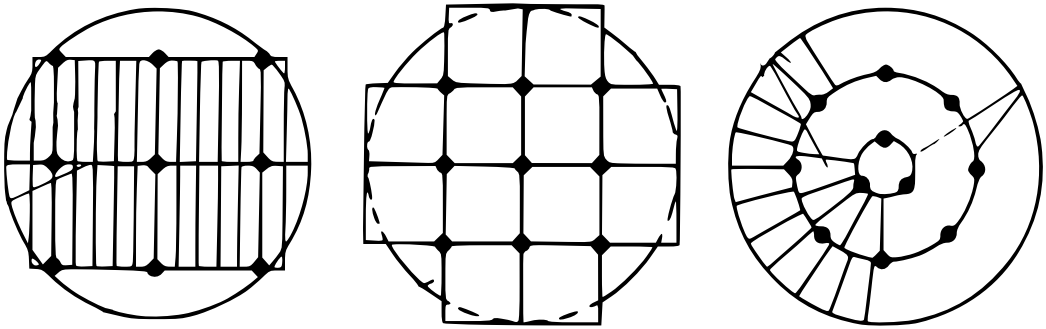
V. Baïkov, S. Stronguine

CALCUL DES STRUCTURES



Éditions Mir Moscou

В. Н. Байков,
С. Г. Стронгин

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

СТРОЙИЗДАТ
МОСКВА

V. Baïkov
S. Stronguine

CALCUL DES STRUCTURES

ÉDITIONS MIR • MOSCOU

Traduit du russe
par VLADIMIR KOTLIAR

На французском языке

© Стройиздат 1980
© Traduction française Editions Mir, 1984

PRÉFACE

Le présent livre est consacré aux structures en béton armé, en métal et en maçonnerie utilisées pour la construction des bâtiments et des ouvrages spécialisés incorporés dans les réseaux de distribution et d'évacuation des eaux et dans les réseaux de transport de la chaleur. L'accent est mis sur les structures en béton armé, les plus répandues dans les domaines indiqués du Génie civil.

La présentation des matières dans ce livre, qui est choisi en Union Soviétique comme ouvrage de référence pour la spécialité « Réseaux d'eau et de chauffage » (« Techniques sanitaires ») de l'Enseignement supérieur, permet à l'étudiant d'assimiler le programme dans un ordre logique. Il sera aussi utile pour l'établissement des projets, tant à l'étudiant pour ses travaux pratiques qu'à l'ingénieur confirmé.

Les structures sont calculées suivant la méthode des états-limites préconisée dans les textes normatifs soviétiques. Cette méthode de calcul garantit une haute fiabilité de la structure au prix d'une dépense minimale des matériaux. Les solutions techniques proposées s'intègrent dans le cadre de l'industrie moderne du bâtiment et tiennent compte des impératifs de la production de masse.

La conception et le calcul des pièces sont basés sur l'analyse de l'état de contrainte et de déformation de l'élément qui subit l'action des charges et des efforts de calcul.

En préparant le livre à la traduction en langue française, les auteurs ont omis toute référence aux textes normatifs soviétiques, complétant en conséquence, dans la mesure du possible, les annexes et les chapitres correspondants. Quelques exemples concrets ont été ajoutés aux chapitres traitant du calcul des éléments des structures en béton armé.

Les auteurs

CHAPITRE PREMIER

PRINCIPES DE CALCUL DES STRUCTURES

§ I.1. ÉTATS-LIMITES DES STRUCTURES

Les structures sont calculées afin de:

— déterminer les efforts engendrés dans les structures par les charges appliquées;

— dimensionner correctement les éléments et les pièces de raccordement;

— connaître la proportion d'armatures (pour le béton armé);

— garantir la conservation des qualités nécessaires de la structure pendant toute la durée prévue de son service sans consommation exagérée des matériaux.

Une structure peut devenir inapte à l'utilisation normale pour l'une des deux causes suivantes:

1° épuisement de la capacité portante, c'est-à-dire ruine du matériau dans les sections les plus sollicitées, flambement ou déversement de certains éléments de la construction ou perte de stabilité de la construction dans son ensemble;

2° déformations exagérées (flexion, vibration, affaissement), formation ou ouverture excessive des fissures.

Les valeurs des charges, des résistances et des déformations à prendre en compte dans le calcul sont réglementées dans des textes officiels [1]). Sensiblement variables, elles peuvent se trouver tant supérieures qu'inférieures aux valeurs caractéristiques.

En Bâtiment, les structures sont calculées suivant la *méthode des états-limites*. Les structures calculées par cette méthode conservent leurs qualités d'utilisation même quand les écarts des charges par rapport aux valeurs caractéristiques atteignent les plus grandes valeurs observées dans la pratique et quand la qualité du matériau se trouve au niveau le plus bas de la gamme des qualités existantes.

Conformément aux deux causes indiquées plus haut, on distingue *deux groupes d'états-limites*:

1° *états-limites ultimes* (perte de la capacité portante);

2° *états-limites d'utilisation* (inaptitude à l'exploitation normale).

---

[1]) En Union Soviétique dans les SNiP, ou Normes et Règles du Bâtiment (СНиП = Строительные Нормы и Правила).

Le premier groupe d'états-limites peut servir au calcul de toute structure. Le second groupe ne s'applique que pour les structures qui risquent de devenir inaptes à l'utilisation à cause des déformations excessives avant que leur capacité portante soit épuisée. Tel est par exemple le cas des dalles et poutres à grande portée dont la section n'est pas choisie en fonction de la résistance à assurer mais en fonction de la flèche admissible dans les conditions d'exploitation normales.

Le calcul aux états-limites d'utilisation permet de limiter non seulement la flexion des éléments en béton armé mais aussi leur fissuration (prévenir la formation des fissures dans le béton ou maintenir leur ouverture à une valeur requise).

§ I.2. COEFFICIENTS FORFAITAIRES

Afin de tenir compte des variations possibles de la charge et de la résistance du matériau, on introduit pendant le calcul certains coefficients de prise en compte forfaitaires :

1° *coefficient de surcharge* n affectant les charges appliquées ;

2° *coefficient de sécurité* k qui dépend du matériau et tient compte des caractéristiques de résistance ;

3° *coefficient de comportement* m qui permet d'évaluer de façon indirecte certaines particularités du comportement des matériaux et des structures.

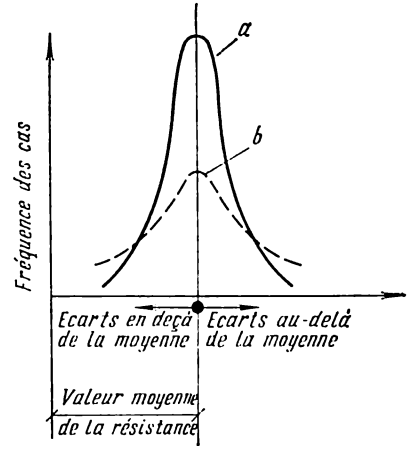


FIG. I.1. Courbes de distribution

Les Normes indiquent un coefficient de surcharge $n > 1$ [1]) pour chaque type de charge en fonction de sa variabilité, et un coefficient de sécurité $k > 1$ pour chaque matériau en fonction de la variabilité de sa résistance. Plus la charge (la résistance du matériau) est sujette à des variations, plus le coefficient n (k) est élevé, et inversement.

Le degré de variabilité des charges et des résistances est établi sur la base d'une étude statistique d'un grand nombre d'essais, qui se traduit par des courbes de distribution (fig. I.1). Par exemple, en étudiant la distribution des valeurs de résistance d'un matériau on porte en ordonnée la fréquence des cas où l'on a observé la valeur

[1]) Dans le cas où une charge trop faible présente un danger plus grave qu'une charge excessive, on pose $n < 1$. Par exemple, en calculant la résistance au basculement d'un château d'eau ou d'un mur de soutènement, on affecte le poids propre de la construction (qui s'oppose au basculement) d'un coefficient $n = 0{,}9$.

de résistance portée en abscisse. Dans la plupart des cas la résistance se situe autour d'une valeur moyenne. Les variations par rapport à la moyenne (valeurs supérieures et inférieures à la valeur moyenne) sont d'autant moins fréquentes qu'elles sont plus prononcées. L'allure de la courbe permet d'évaluer la variabilité de la grandeur en question : si la courbe est raide (*a*), la grandeur est peu variable, et si la courbe est aplatie (*b*), la grandeur est très variable.

§ I.3. VALEURS CARACTÉRISTIQUES ET DE CALCUL DES CHARGES ET DES RÉSISTANCES

Les charges indiquées dans les Normes pour les conditions d'exploitation normales de la structure s'appellent *charges caractéristiques* (ou *normatives*) q^c.

Multipliant les charges normatives par des coefficients de surcharge appropriés n, on obtient les *charges de calcul* q:

$$q = q^c n.$$

On trouve quelques valeurs de q^c et de n dans l'Annexe II.

Les charges qui s'exercent sur la construction pendant toute la durée de son utilisation sont appelées *permanentes*. Ce sont le poids propre de la structure, le poids des éléments portés par la structure, le poids du sol (pour les ouvrages souterrains). Les charges dont la valeur et le point d'application peuvent changer pendant le service de la structure s'appellent *surcharges*. Ce sont les charges dues au poids des personnes, des meubles, de l'équipement (sur les planchers), la pression des matières liquides et pulvérulentes (dans les capacités), les effets de la neige et du vent, les efforts transmis par les ponts roulants, etc.

Il y a aussi des *surcharges accidentelles*: actions sismiques, affaissement irrégulier de la fondation, etc.

En fonction de la durée possible de leur application, les surcharges peuvent être:

— *de longue durée*: pression des matières liquides ou pulvérulentes dans les capacités, poids de l'équipement à poste fixe dans les bâtiments industriels, charge exercée sur les planchers des magasins et entrepôts, poids de la neige diminué de 70 kgf/m^2 (700 N/m^2), une fraction de l'effort transmis par le pont roulant, etc. ;

— *de courte durée*: une fraction de la charge sur les planchers due au poids des personnes et au poids des matériaux entreposés autour des équipements en vue de leur réparation, la partie de l'effet de la neige et de l'effort du pont roulant non comprise dans les surcharges de longue durée, les effets du vent, etc.

Les structures sont calculées en vue de résister à différentes *combinaisons* de charges. Le cas où les charges permanentes, les surcharges de longue durée et les surcharges de courte durée interviennent en même temps s'appelle *combinaison fondamentale*. Le cas où la com-

binaison fondamentale est augmentée d'une surcharge accidentelle s'appelle *combinaison accidentelle* des charges.

Si la combinaison fondamentale choisie pour le calcul ne contient qu'une seule surcharge de courte durée (la plus caractéristique du cas considéré), cette surcharge est prise en compte sans minoration. S'il y a deux ou plusieurs surcharges de courte durée, elles sont minorées en multipliant leurs valeurs (ou les efforts correspondants) par le coefficient de concomitance $n_c = 0{,}9$. Si le calcul se fait pour une combinaison accidentelle des charges, toutes les surcharges de courte durée sont minorées en multipliant leurs valeurs de calcul (ou les efforts engendrés par ces surcharges) par $n_c = 0{,}8$; quant à la surcharge accidentelle, elle est prise en compte sans minoration.

A titre de paramètre fondamental caractérisant la résistance du matériau aux efforts appliqués, les Normes indiquent la *résistance caractéristique* (ou *normative*) du matériau R^c exprimée en kgf/cm^2 (MPa). C'est la résistance minimale que le matériau doit posséder en vertu des Normes d'Etat. La valeur de R^c, retenue après le dépouillement mathématique d'un grand nombre d'expériences, est garantie à 95 % ; autrement dit, le matériau a 95 chances sur 100 d'avoir une résistance égale ou supérieure à R^c.

La *résistance de calcul* R, exprimée en kgf/cm^2 (MPa), est obtenue en divisant la résistance caractéristique R^c par un coefficient de sécurité correspondant $k > 1$; dans certains cas R^c est multiplié par un coefficient de comportement $m \leqslant 1$ défini par le taux d'utilisation de la résistance du matériau en fonction du type de calcul, les particularités du comportement de la structure dans son ensemble, les conditions d'exploitation, etc. :

$$R = \frac{R^c}{k}\, m.$$

Les valeurs des résistances caractéristiques, des coefficients de sécurité et de comportement, des résistances de calcul des matériaux utilisés dans les structures en béton armé, les maçonneries, la charpente métallique sont citées dans les Normes correspondantes [1]).

Dans les calculs courants on se base généralement sur les valeurs de calcul des résistances.

§ I.4. CALCUL DES STRUCTURES AUX ÉTATS-LIMITES

Calcul aux états-limites ultimes. Il s'agit de garantir la conservation de la capacité portante de la structure en admettant que les charges peuvent être plus élevées et la résistance du matériau plus faible que prévu. On écrit donc à gauche l'effort engendré dans l'élément par les charges de calcul (en faisant intervenir les coefficients de surcharge) et à droite l'effort exercé sur l'élément quand la contrainte

[1]) On en trouve quelques-unes dans les chapitres III, VIII, IX du présent ouvrage.

dans le matériau est égale à la résistance de calcul (c'est-à-dire en faisant intervenir les coefficients de sécurité et de comportement). Si la valeur obtenue à gauche n'est pas supérieure à celle obtenue à droite, la capacité portante de la structure est garantie.

Par exemple, la formule utilisée pour le calcul d'une pièce en matériau homogène soumise à une traction simple se présente comme suit :

$$\sum N^c n \leqslant F_{nt} \frac{R^c}{k} m.$$

Soit N la charge totale de calcul. Comme $\frac{R^c}{k} m = R$, on obtient la formule abrégée très usitée dans les calculs courants :

$$N \leqslant F_{nt} R.$$

Pour définir la section nécessaire F_{nt} en fonction de N connu, on met le signe d'égalité dans la formule précédente.

Calcul aux états-limites d'utilisation. Il s'agit de garantir les qualités d'utilisation de la structure en admettant que la résistance et la capacité de déformation du matériau peuvent varier. S'il est nécessaire de limiter les déformations (par exemple en flexion), on écrit à gauche la déformation f de la structure calculée en fonction de son schéma de calcul, et à droite la valeur limite f^c de la déformation citée dans les Normes pour la structure considérée et déduite de façon empirique.

La condition à garantir s'écrit ainsi :

$$f \leqslant f^c.$$

S'il est nécessaire d'éviter absolument la fissuration dans une structure en béton armé compte tenu des variations possibles de la résistance du matériau (et aussi des variations possibles de la charge pour certains types de structures [1])), on écrit à gauche l'effort N^c exercé sur l'élément sous l'action des charges caractéristiques (ou N, sous l'action des charges de calcul), et à droite l'effort N_f repris par l'élément immédiatement avant la fissuration du béton, compte tenu des coefficients de sécurité et de comportement correspondants.

La condition à garantir s'écrit comme suit :

$$N^c \leqslant N_f \quad \text{ou} \quad N \leqslant N_f.$$

Si les fissures sont tolérables, on doit limiter leur ouverture. Dans ce cas on écrit à gauche l'ouverture des fissures a_f calculée selon le schéma de calcul de la structure compte tenu des variations possibles de la résistance et de la déformabilité du matériau, et à

[1]) Ce sont les structures en béton précontraint qui doivent satisfaire aux conditions de résistance à la fissuration de première catégorie (voir chapitre III).

droite l'ouverture maximale des fissures a_t^c définie dans les Normes et établie de façon empirique pour les structures du type donné.

La condition à garantir est la suivante:

$$a_f \leqslant a_f^c.$$

§ I.5. SYSTÈMES D'UNITÉS

Pour le calcul des structures, les Normes et Règles du Bâtiment prescrivent le système d'unités suivant:

— masse, kilogramme (kg) ou tonne (t);

— force, kilogramme-force (kgf) ou tonne-force (tf);

— moment de la force, kilogramme-force-mètre (kgf·m) ou tonne-force-mètre (tf·m);

— charge linéique, kilogramme-force par mètre (kgf/m) ou kilogramme-force par centimètre (kgf/cm), tonne-force par mètre (tf/m);

— charge surfacique, pression, contrainte, module de déformation, kilogramme-force par centimètre carré (kgf/cm^2), kilogramme-force par millimètre carré (kgf/mm^2) ou tonne-force par mètre carré (tf/m^2).

Un tel système ne tient pas compte de la variation de l'accélération de la pesanteur g en fonction de la latitude; en outre, la contrainte et la charge surfacique y ont même dimension. Pour pallier ces inconvénients, on utilise dans de nombreuses branches de la science et de la technique le système d'unités international SI:

— masse, kilogramme (kg) ou tonne (t);

— force, charge, poids, newton (N) ou kilonewton (kN);

— moment de la force, newton-mètre (N·m);

— charge surfacique, newton par mètre carré (N/m^2);

— pression, contrainte, module de déformation, pascal (Pa) ou mégapascal (MPa = 10^6 Pa).

Le présent ouvrage est rédigé dans le système préconisé par les Normes. On trouve en Annexe I un tableau de correspondance qui permet de passer facilement aux unités SI (en arrondissant la valeur de g = 9,8 m/s^2 à 10 m/s^2).

CHAPITRE II

NOTIONS SUR LE BÉTON ARMÉ

§ II.1. PRINCIPES DU BÉTON ARMÉ

Le béton armé se compose du béton et des armatures d'acier qui travaillent conjointement dans l'œuvre, malgré leurs caractéristiques physiques et mécaniques différentes.

Le béton résiste bien à la compression et mal à la traction. L'acier résiste tout aussi bien à la traction qu'à la compression. Ces particularités des matériaux sont mises à profit dans le béton armé.

Dans une pièce fléchie, la bonne résistance à la compression du béton est utilisée dans la zone comprimée et la haute résistance de l'acier à la traction dans la zone tendue; le béton résiste mal à la traction et présente des fissures en zone tendue (fig. II.1, *a*). Les poutres ne contiennent que très peu d'armatures (par rapport à la section de la pièce), qui suffisent cependant à améliorer très sensiblement le comportement en flexion : la résistance est plusieurs fois supérieure à celle d'une pièce non armée. Les armatures s'avèrent aussi utiles dans les pièces travaillant en compression (fig. II.1, *b*) dont elles augmentent la résistance jusqu'à 50 % et plus.

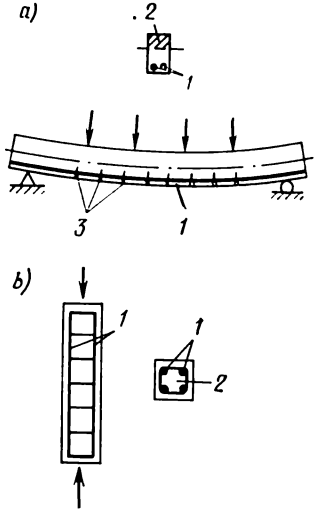


FIG. II.1. Pièces en béton armé :

a, fléchies ; *b*, comprimées ; *1*, aciers d'armature ; *2*, béton tendu ; *3*, fissures

Le béton durci adhère fortement aux aciers d'armature, si bien que les deux constituants se déforment ensemble sous les efforts exercés sur la pièce. L'adhérence persiste dans le temps malgré les modifications qui surviennent dans la masse du béton ; elle n'est pas détruite par les variations de température (le béton et l'acier présentant des coefficients d'allongement assez voisins) et d'humidité. Le béton est un milieu favorable pour l'acier. Dans les conditions normales les armatures restent conservées dans le béton pendant une durée pratiquement illimitée.

Le béton armé est durable, il résiste bien au feu, aux agents atmosphériques, aux charges statiques et dynamiques, il est suffisamment

dense et offre un obstacle efficace à la pénétration de l'eau, des gaz, des rayonnements radioactifs.

Au contraire, il se fissure facilement sous un effort de traction relativement faible, ce qui est généralement indésirable. En effet, dès que les fissures se sont produites dans la pièce, celle-ci devient beaucoup moins rigide et plus perméable; si les fissures s'ouvrent largement, les armatures sont menacées de la corrosion.

Il existe un moyen très efficace d'améliorer la résistance à la fissuration du béton armé: c'est la *précontrainte*. Elle consiste à faire naître des contraintes de compression très élevées dans le béton au stade de la fabrication de la pièce, avant l'application de la charge d'exploitation; les contraintes sont créées dans les zones qui, dans l'ouvrage, seront exposées à la traction.

On distingue deux procédés de précontrainte, appelés *pré-tension* et *post-tension*.

Contrainte par pré-tension (fig. II.2, *a*). Ce procédé est appelé également *précontrainte par adhérence*. Il consiste à mettre en tension

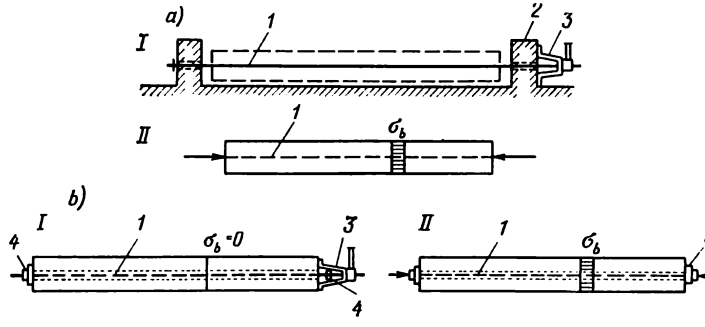


FIG. II.2. Pièces en béton précontraint (dans le sens axial):
a, pré-tension; *b*, post-tension; *I*, avant la mise en tension; *II*, après la mise en tension; *1*, armatures de précontrainte; *2*, culées; *3*, organe de mise en tension; *4*, appareil d'ancrage; *5*, rondelle de retenue

les armatures sur des culées spéciales fixées sur le banc de bétonnage, le moule ou le plateau, et à les maintenir provisoirement à l'état tendu. Après la coulée, on attend que le béton devienne suffisamment dur et on libère les armatures: tout en se contractant, les armatures entraînent le béton avec elles par adhérence et engendrent ainsi un état de contrainte. Plus tard, au moment d'application de la charge, l'effort de traction exercé sur la pièce précontrainte se trouve diminué dès le début par les contraintes de compression qui existent dans le béton, ce qui explique justement sa tenue améliorée à la fissuration.

Contrainte par post-tension (fig. II.2, *b*). Ce procédé est appelé aussi *précontrainte par ancrage*. On fabrique d'abord la pièce en béton non armé ou faiblement armé présentant des canaux dans la masse ou des rainures en surface. Le béton étant durci, on tend les armatures de précontrainte dans ces canaux (rainures) et on les fixe directement sur le béton à l'aide de dispositifs particuliers appelés *appareils d'an-*

crage. Les armatures communiquent l'effort de précontrainte au béton qui devient donc comprimé. Puis les canaux sont injectés avec du lait de ciment (coulis). Après que le ciment est devenu suffisamment dur, la pièce en béton précontraint est prête à la mise en œuvre.

La précontrainte améliore très considérablement la résistance du béton armé à la fissuration, limite sensiblement l'ouverture des fissures, diminue beaucoup la déformabilité de la pièce.

On distingue plusieurs modes de fabrication des structures en béton armé.

Elles peuvent être *fabriquées en usine*, sur des machines performantes, en observant des régimes technologiques qui garantissent une qualité de fabrication très élevée et une économie de matériaux. Amenées à pied d'œuvre, les structures sont assemblées à l'aide d'engins puissants. C'est la construction en éléments fabriqués en usine, dits *éléments préfabriqués*, qui répond au mieux aux impératifs d'industrialisation. De plus, elle permet de réduire beaucoup les délais de construction.

Les structures en béton armé peuvent aussi être *coulées en place*, c'est-à-dire *sur chantier*. Le procédé consiste à mettre en place des échafaudages, à fabriquer les coffrages, à mettre en place et fixer les armatures, puis à couler le béton. A la différence du premier procédé, la fabrication sur chantier se prête difficilement à la mécanisation. En effet, le béton doit rester dans le coffrage pendant toute la durée de son durcissement ; par temps froid, on est obligé de chauffer et de calorifuger le béton frais. Les structures réalisées sur place sont donc plus difficiles à fabriquer, moins durables et en somme moins bonnes. Pour ces raisons les structures ne sont coulées sur chantier que si l'ouvrage est très massif, ou bien si cela est exigé par des conditions techniques et économiques particulières.

On associe quelquefois les deux procédés, ce qui permet de profiter au mieux des avantages de chacun. Il y a intérêt à *combiner les éléments préfabriqués et les éléments coulés in situ* quand on réalise des massifs destinés à supporter des charges exceptionnelles, ainsi que des planchers qui seront exposés aux sollicitations dynamiques.

§ II.2. BÉTON

Le béton est un matériau hétérogène. La plus grande partie de son volume est occupée par un *granulat* (ou *agrégat*) *inerte*, constitué par des particules de dimensions différentes (pierres cassées, pierres roulées, sable) réunies par le *ciment durci*. Ce dernier est obtenu à partir de deux constituants chimiquement actifs : le ciment sec et l'eau (chimiquement liée et libre).

Les processus chimiques se produisent au sein du ciment durci pendant une période prolongée. La résistance du béton augmente donc avec le temps. Son volume change légèrement en fonction de sa composition propre et de la composition chimique du ciment : il se produit un retrait ou (avec des ciments spéciaux) un gonflement.

Quelque soigné que soit le serrage, le béton n'est jamais parfaitement dense. Afin de faciliter la mise en place du béton, on est toujours obligé d'augmenter la quantité d'eau au-dessus de la quantité nécessaire pour le gâchage (réaction chimique avec le ciment). L'eau en excédent s'évapore et fait naître des canaux capillaires dans le ciment durci et des vides sous les gros granulats et les barres d'armature. L'eau et le gaz peuvent se propager dans la masse du béton en empruntant ces vides et aussi, en partie, les canaux capillaires. Le béton devient donc partiellement perméable à l'eau et aux gaz ; cette particularité doit être prise en considération en construisant des réseaux de distribution d'eau et de chauffage.

On peut diminuer la porosité en réduisant la teneur en eau initiale du béton frais, en serrant soigneusement ce dernier et en introduisant des adjuvants chimiquement actifs qui gonflent au contact de l'eau.

La caractéristique mécanique fondamentale du béton est sa *résistance à la compression*. Elle dépend de la résistance du ciment durci, de la qualité du granulat et de la densité du béton. Le ciment durci est d'autant plus résistant que la classe du ciment est élevée et le rapport eau/ciment est bas. Pour le béton lourd (le plus utilisé dans les réseaux de distribution d'eau et de chauffage), on utilise des granulats denses, plus résistants que le ciment durci. La résistance du béton est alors plus élevée si les granulats présentent une surface rugueuse (meilleure adhérence avec le ciment durci). Les pierres cassées sont donc à préférer aux pierres roulées (gravier). Le béton est d'autant plus élevé que sa densité est forte.

La résistance du béton à la compression est exprimée dans sa *classe* (ou *marque*), qui n'est autre que la charge de rupture en compression (en kgf/cm^2 ou MPa) d'un cube en béton de 150 mm de côté. L'âge réglementaire des échantillons de contrôle (c'est-à-dire le délai de durcissement du béton) est égal à 28 jours pour les structures coulées in situ et un peu plus court pour les éléments préfabriqués, en fonction du mode de fabrication et de durcissement.

Les Normes et Règles du Bâtiment mentionnent les classes de résistance en compression suivantes :

— pour le béton lourd : M 100, M 150, M 200, M 250, M 300, M 350, M 400, M 450, M 500, M 600, M 700, M 800 ;

— pour les bétons légers de granulats poreux : M 35, M 50, M 75, M 100, M 150, M 200, M 250, M 300.

La *résistance sur cube* $\overline{R}$ est définie par l'essai de compression des échantillons normalisés maintenus dans des conditions contrôlées, en utilisant la formule

$$\overline{R} = \frac{N_r}{F},$$

où N_r est la charge de rupture en N (kgf) et F la section du cube en cm^2.

Pendant la compression, les dimensions du cube diminuent dans le sens de l'effort appliqué et augmentent en sens transversal (fig. II.3).

Les essais de traction ont montré que le béton présente en traction une déformation relative limite de 10 à 20 fois inférieure à celle en compression. La ruine de l'échantillon se produit par extension transversale du matériau entraînant la fissuration. Dans le cas où rien ne s'oppose aux déformations transversales (les faces de l'échantillon étant graissées, fig. II.3, *a*), les fissures s'orientent parallèlement à l'effort de compression ; si la dilatation transversale est gênée

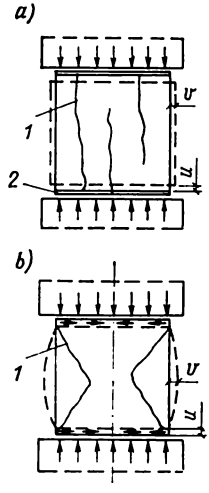


FIG. II.3. Essai de compression du béton sur cube :
a, faces lubrifiées ; *b*, faces non lubrifiées ; *1*, fissures ; *2*, couche de lubrifiant ; *u*, contraction parallèle aux efforts de compression ; *v*, dilatation dans le sens transversal

par le frottement sur les faces (absence de lubrifiant, fig. II.3, *b*), les fissures sont dirigées sous un certain angle par rapport aux efforts appliqués. Dans le second cas le béton présente une résistance à la compression beaucoup plus élevée (de 2 à 2,5 fois). Les Normes prescrivent de faire l'essai sur cube sans lubrifiant.

Dans le cas où l'échantillon a la forme d'un prisme, l'effet du frottement sur les faces est inversement proportionnel au rapport de la hauteur du prisme au côté de sa base, au point de devenir insignifiant dès que la hauteur devient égale ou supérieure à 4 fois le côté de la base. Les essais ont montré que la résistance à la compression sur prisme est de 20 à 30 % inférieure à la résistance sur cube.

En traction axiale, le béton présente une résistance de 10 à 15 fois plus petite que la résistance en compression sur cube. Un essai de flexion sur une poutre en béton permet de voir que la résistance à la traction du béton est d'environ 70 % plus grande que sa résistance à la traction axiale.

Les Normes précisent en outre, pour le béton lourd, d'autres classes :

— classes de résistance à la traction, kgf/cm² : P 10, P 15, P 20, P 25, P 30, P 35, P 40 ;

— classes de résistance au froid, en fonction du nombre de cycles gel-dégel imposés à l'échantillon : Mpa 50, Mpa 75, Mpa 100, Mpa 150, Mpa 200, Mpa 300, Mpa 400, Mpa 500 ;

— classes d'étanchéité à l'eau, en fonction de la pression d'eau en kgf/cm² qui ne provoque aucune fuite à travers l'échantillon : B 2, B 4, B 6, B 8, B 10, B 12.

Ces classes sont prévues pour les ouvrages conçus pour des conditions d'exploitation particulières.

Le béton est un matériau *anélastique*. Il présente une dépendance non linéaire entre les contraintes σ et les déformations relatives ε

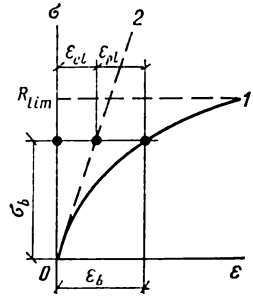


FIG. II.4. Courbe contrainte-déformation du béton (charge simple de courte durée) :

1, déformations totales élastoplastiques ; *2*, déformations élastiques

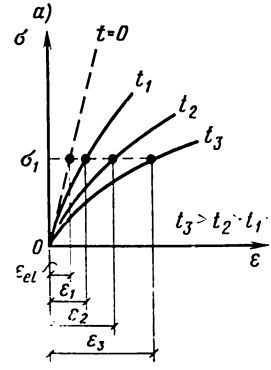


FIG. II.5. Courbes contrainte-déformation du béton (charges durables et constantes) :

a, pour différentes durées des essais ; *b*, sous une charge constante prolongée

(fig. II.4). La déformation totale ε_b se compose d'une déformation élastique (instantanée, réversible) $\varepsilon_{él}$ et d'une déformation plastique (prolongée, irréversible) ε_{pl}. En cas d'application d'un effort unique de courte durée, la part des déformations plastiques est d'autant plus grande que la contrainte est plus forte.

L'effort étant appliqué pendant une durée *t* plus longue, la déformation du béton devient de plus en plus différente de la déformation élastique (fig. II.5, *a*) ; la contrainte σ_1 restant la même, la déformation croît en fonction de *t*.

Une autre particularité du béton est son *fluage*, c'est-à-dire la croissance spontanée des déformations consécutive à un état de contrainte constant et prolongé du matériau (fig. II.5, *b*). Dans l'ouvrage les déformations de fluage s'amortissent à la longue, tendant asymptotiquement vers une limite ε_{fl}^{lim}.

Le fluage est une propriété du ciment durci. Il est d'autant plus grand que le dosage en ciment est plus élevé, que le béton frais contient plus d'eau au moment initial et que le béton est moins âgé au

moment d'application de la charge. Le fluage dépend de l'intensité des contraintes : plus les contraintes dans le béton sont fortes, plus le fluage est important. Le fluage dépend également du type de ciment, décroissant dans l'ordre suivant : ciment portland avec laitier — ciment portland ordinaire — ciment portland à résistance élevée — ciment alumineux.

C'est dans les premiers mois de service de l'ouvrage que le fluage du béton se manifeste le plus, atteignant sa valeur limite ε_{fl}^{lim} au bout de quelques années ; cette valeur peut être 2 ou 3 fois supérieure aux déformations élastiques. Le fluage du béton exerce une influence considérable sur l'état de contrainte et de déformation de la structure en béton armé.

Les propriétés élastiques du béton sont évaluées par son *module d'élasticité initial* E_b, défini par essai de compression sur prisme suivant la partie initiale de la courbe représentative du rapport σ/ε (voir Annexe III).

Le module de déformation totale du béton, ou *module d'élasticité-plasticité* E'_b, est une quantité variable. La relation entre E_b et E'_b est déduite, conformément à la figure II.4, des relations

$$\sigma_b = E_b \varepsilon_{él} ; \quad \sigma_b = E'_b (\varepsilon_{él} + \varepsilon_{pl}) ;$$

$$E'_b = \frac{\varepsilon_{él}}{\varepsilon_{él} + \varepsilon_{pl}} E_b = \nu E_b, \quad \text{où} \quad \nu = \frac{\varepsilon_{él}}{\varepsilon_{él} + \varepsilon_{pl}}.$$

Le coefficient ν traduit le rapport de la partie élastique de la déformation du béton à sa valeur totale. Les valeurs empiriques de ν pour le béton comprimé varient entre 1 et 0,2 ou 0,15. Les Normes indiquent les valeurs de ν en tenant compte de l'humidité de l'air.

Le béton résiste remarquablement au feu, s'avérant très supérieur à beaucoup d'autres matériaux au point de vue de la conservation de la capacité portante et des qualités d'utilisation des structures.

Le béton lourd ordinaire peut être mis en œuvre dans les structures qui sont souvent exposées à des températures de 50 à 200 °C. Comme liant on utilise le ciment portland sans ou avec laitier, et comme granulats, les granits, les dolomies, les syénites, les roches calcaires dures, etc.

Si la température d'utilisation normale de la structure dépasse 200 °C, on utilise le béton réfractaire. Comme liant, on utilise, en fonction de la température d'échauffement, le ciment alumineux, le ciment portland, le verre soluble additionné d'agents durcissants (fluosilicate de sodium, résidu d'extraction de l'alumine à partir de la néphéline) et de produits finement moulus (chamotte, magnésite, laitier, cendres, etc.). Les granulats du béton réfractaire sont constitués de chromite, diorite, basalte, diabase, andésite, débris de chamotte et de briques, laitier de haut fourneau, scorie d'incinération.

Le béton est un matériau très *durable*. Dans les conditions normales il conserve sa structure et sa résistance pendant une durée pratiquement illimitée. Au contraire, il se dégrade prématurément

dans un milieu agressif gazeux (gaz acides et haute humidité), liquide (solutions d'acides et d'alcalis, sels liquides, solvants, huiles, solution de sucre) ou solide (poussières agressives dans l'air humide, charbon, nombreux minerais, sels, scories, etc.).

Pour améliorer la tenue du béton aux agents agressifs, on peut:

— augmenter sa densité en modifiant sa composition, en utilisant un ciment approprié et en appliquant une méthode de serrage efficace;

— réduire sa perméabilité en réduisant le rapport eau/ciment et en introduisant des adjuvants spéciaux;

— employer des liants et granulats qui résistent bien aux acides.

Pour protéger les structures en béton, on utilise différents moyens choisis en fonction de l'agressivité du milieu. On peut par exemple:

— améliorer la tenue aux agents agressifs du béton lourd ordinaire;

— protéger la surface du béton par des procédés spéciaux, tels que la fluatisation, l'imprégnation avec des produits à haut poids moléculaire, l'application des vernis, peintures, résines époxydes;

— mettre en place une couche protectrice en dalles céramiques ou en béton de plastique contenant des liants ou adjuvants polymères.

En plus du béton lourd ordinaire, on utilise aussi en génie industriel et civil:

— les bétons sans ciment de granulats compacts (béton silico-calcaire, bétons à liants à base de laitier, béton de plâtre);

— les bétons de granulats poreux (argile expansée, agloporite, laitier expansé, perlite, tuf, etc.);

— les bétons cellulaires.

Aucun de ces bétons n'est utilisé pour les structures portantes des ouvrages courants des réseaux de distribution d'eau et de chauffage, à l'exception de certains bétons de granulats poreux que l'on utilise dans l'isolation des canalisations de gaz.

En fonction de la masse volumique, on distingue les bétons *lourds* (masse volumique $\rho_b > 1800$ kg/m^3) et les bétons *légers* ($\rho_b \leqslant 1800$ kg/m^3). Les Normes mentionnent également les bétons particulièrement lourds ($\rho_b > 2500$ kg/m^3), allégés (1800 kg/m$^3 < \rho_b \leqslant 2200$ kg/m^3) et particulièrement légers ($\rho_b \leqslant 500$ kg/m^3).

§ II.3. ARMATURES

Les armatures incorporées dans le béton servent essentiellement à encaisser les efforts de traction dans les pièces fléchies et tendues et à renforcer les sections des pièces comprimées. La quantité d'armatures est calculée de façon à assurer la résistance aux charges déterminées. Ces armatures sont appelées *armatures principales.*

D'autres armatures, dites *armatures de montage*, sont mises en place afin de reprendre les efforts provenant du retrait et des déformations thermiques du béton, des charges de montage, de maintenir les armatures principales à leur position prévue dans le plan de ferraillage, ainsi que pour réaliser certaines autres fonctions.

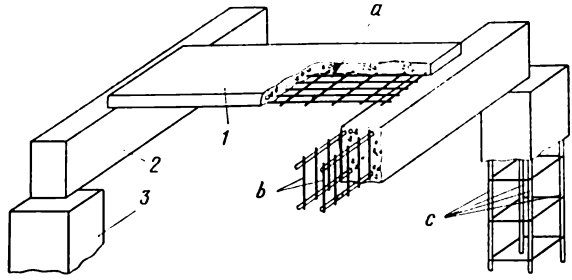


FIG. II.6. Constitution des pièces en béton armé:
a, treillis de fils; *b*, carcasses planes de barres; *c*, carcasse tridimensionnelle de barres (cage); *1*, dalle; *2*, poutre; *3*, poteau

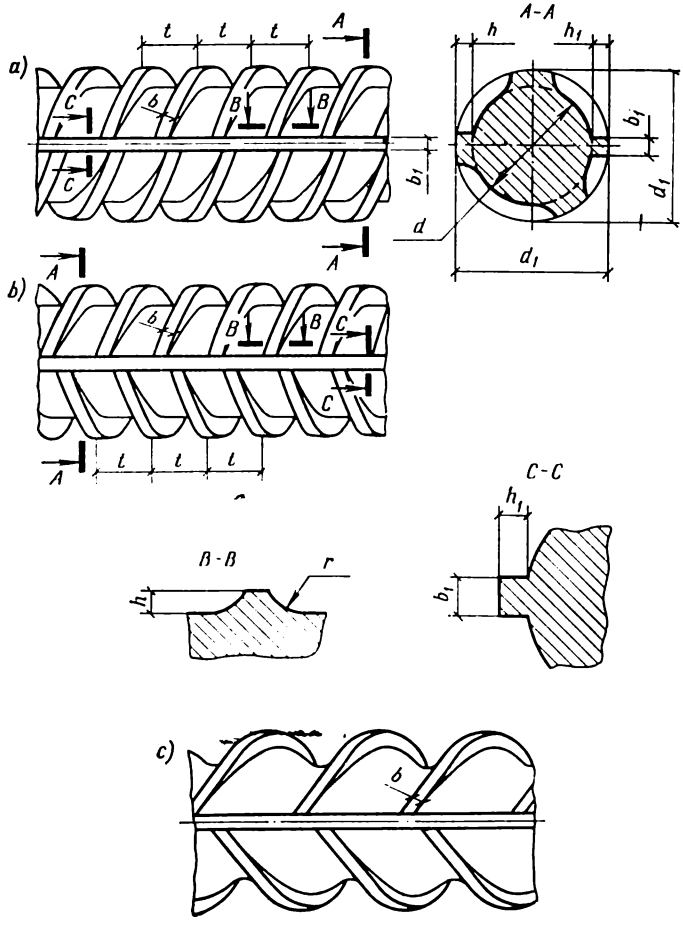


FIG. II.7. Barres à haute adhérence:
a, classe *A-II*; *b*, classe *A-III*; *c*, classes *A-IV* et *A-V*

Les armatures principales et de montage sont réunies par soudure et par ligatures en treillis (grilles) et cages (carcasses) planes ou tridimensionnelles que l'on dispose d'une façon déterminée dans les pièces en béton armé (fig. II.6).

Les armatures d'acier utilisées dans le béton armé sont fabriquées en barres laminées à chaud et en fils étirés à froid.

On entend par *barre* une armature de diamètre quelconque qu'elle soit livrée dressée ou enroulée. Après le laminage à chaud, les aciers peuvent être durcis thermiquement ou par étirage à froid.

Les aciers mis en tension avant leur mise en place dans le béton s'appellent *armatures de précontrainte.*

Selon la nature de la surface, on distingue les aciers *lisses* et les aciers à *haute adhérence.* Ces derniers sont obtenus en façonnant des crénelures et des nervures à la surface des barres (fig. II.7) et des empreintes à la surface des fils.

Les *barres d'armature* sont divisées en six classes en fonction de leurs caractéristiques mécaniques principales: A-I (Tableau II.1), A-II, A-III, etc. Les aciers durcis sont identifiés à l'aide d'un symbole supplémentaire т (durcissement thermique), par exemple: Aт-V. Chaque classe peut comprendre plusieurs nuances d'acier.

La désignation de la nuance indique sommairement la composition chimique de l'acier. C'est ainsi que la désignation 25Г2С donne les renseignements suivants sur l'acier:

— le chiffre 25: la teneur en carbone en centièmes de % (soit 0,25 %);

— la lettre Г: l'acier est allié au manganèse;

— le chiffre 2: la teneur en Mn peut atteindre 2 %;

— la lettre C: l'acier contient du silicium.

La lettre X figurant dans la désignation de la nuance 20ХГ2Ц signifie que l'acier est allié au chrome.

Les barres d'acier des classes A-IV, A-V et de toutes les classes Aт sont destinées à la précontrainte.

Les *fils d'armature* sont divisés en deux classes:

— classe B-I (lisse), Bp-I (à haute adhérence): fils ordinaires non destinés à la précontrainte, à bas carbone, fabriqués par étirage à froid (écrouis);

— classe B-II (lisse), Bp-II (à haute adhérence): fils à haute résistance, à carbone moyen, fabriqués par étirage à froid et tréfilés, destinés à la précontrainte.

Les fils peuvent aussi être mis en œuvre sous forme de *câbles* fabriqués en usine. On utilise comme armatures de précontrainte des câbles torsadés des classes *K*-7, *K*-19 à sept et à dix-neuf fils respectivement (fig. II.8, *a*), ainsi que des câbles à torons multiples de classe $K \times N$, où N est le nombre de torons. Dans le même but, on utilise également des câbles non torsadés (fig. II.8, *b*) formés de fils ou torons droits disposés généralement suivant une circonférence, fixés par des spirales ou étoiles particulières et retenus aux extrémités dans des appareils d'ancrage appropriés; les fils (torons) sont agencés

TABLEAU II.1

Classes des aciers d'armature

Nature et classe	Nuances	Diamètres, mm	Charge de rupture en traction, MPa (kgf/cm²)	Limite d'élasticité, MPa (kgf/cm²)
Barres lisses laminées à chaud, A-I	Ст3сп3; Ст3пс3; Ст3кп3; ВСт3сп2; ВСт3пс2; ВСт3кп2; ВСт3Гпс2	6-40 » » » » » 6-18	380(3800)	240(2400)
Idem, A-II	ВСт5сп2; ВСт5пс2; 18Г2С 10ГТ	10-40 18-40 40-80 10-32	500(5000)	300(3000)
Idem, A-III	35ГС; 25Г2С	6-40	600(6000)	400(4000)
Idem, A-IV	80С 20ХГ2Ц	10-18 10-22	900(9000)	600(6000)
Idem, A-V	23Х2Г2Т	10-22	1050(10 500)	800(8000)
Barres durcies thermiquement, Ат-IV	—	10-25	900(9000)	600(6000)
Idem, Ат-V	—	10-25	1050(10 500)	800(8000)
Idem, Ат-VI	—	10-25	1200(12 000)	1000(10 000)
Fils ordinaires lisses, B-I	—	3-5	500(5000)	—
Idem, à haute adhérence, Bp-I	—	3-5	525-550 (5250-5500)	—
Fils à haute résistance, lisses, B-II	—	3-8	1900-1400 (19 000-14 000)	—
Idem, à haute adhérence, Bp-II	—	3-8	1800-1300 (18 000-13 000)	—
Câbles à sept fils K-7	—	4,5-15	1900-1650 (19 000-16 500)	—

en groupes, de façon à laisser des espaces vides par lesquels le coulis de ciment pénètre à l'intérieur de l'armature. Les fils (torons) peuvent être disposés en une seule rangée ou en rangées multiples.

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont dégagées de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre la contrainte σ et la déformation relative ε (fig. II.9). Si l'acier présente un palier d'écoulement (fig. II.9, *a*), on détermine *limite d'élasticité* (ou *d'écoulement*) *apparente* $\sigma_{él}$: c'est la contrainte (mesurée en MPa ou en kgf/cm²) au-delà de laquelle l'éprouvette se déforme sans que la charge augmente sensiblement. Si l'acier n'a pas de palier d'écoulement (fig. II.9, *b*), on détermine la *limite d'élasticité* (*d'écoulement*) *conventionnelle* $\sigma_{0,2}$: c'est la contrainte (mesurée toujours en MPa ou kgf/cm²) qui produit une déformation relative résiduelle égale à 0,2 %.

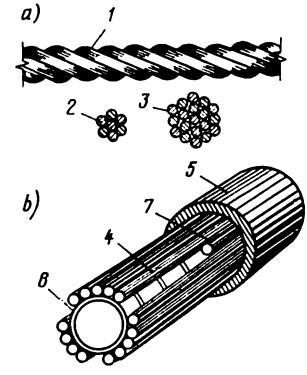


FIG. II.8. Câbles d'armature:

a, torsadé; *b*, droit; *1*, vue de profil d'un câble torsadé à sept fils; *2*, *3*, vues en section des câbles torsadés à sept et à dix-neuf fils; *4*, fils droits; *5*, gaine; *6*, spirale; *7*, fil court

La limite d'élasticité $\sigma_{él}$ peut être augmentée par écrouissage de l'acier: ce procédé consiste à soumettre l'armature à une précontrainte jusqu'à une valeur $\sigma'_{él} > \sigma_{él}$ et à l'abandonner ensuite. L'acier écroui se déforme suivant un diagramme dit court (courbe $O'A'B'$ sur la figure II.9, *a*), présentant une limite d'élasticité élevée.

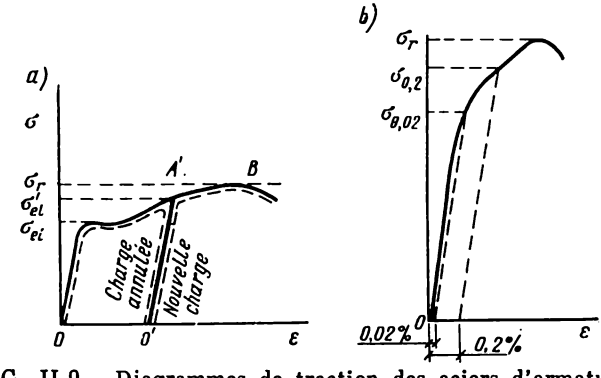


FIG. II.9. Diagrammes de traction des aciers d'armature:

a, avec palier d'écoulement; *b*, sans palier d'écoulement

Une autre caractéristique fort importante des propriétés mécaniques de l'acier est *sa charge* (ou *limite*) *de rupture* σ_r: c'est la plus grande contrainte que l'éprouvette subit sans se détruire.

Les nuances d'acier utilisées dans l'armature présentent une haute *limite de proportionnalité*; il s'agit de la contrainte au-delà de laquelle la déformation cesse d'être directement proportionnelle à la contrain-

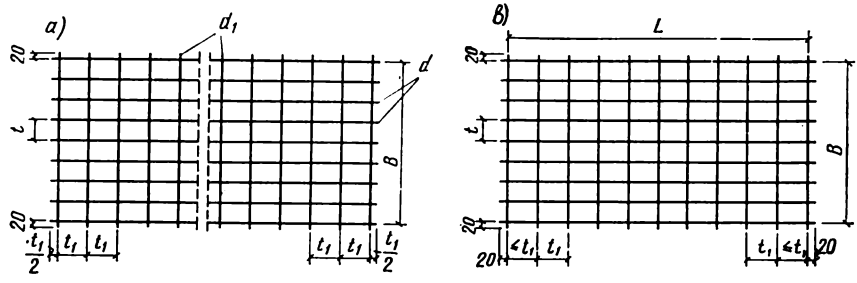


FIG. II.10. Treillis soudés:
a, en rouleau; *b*, en nappe

te. Cette qualité précieuse de l'acier permet d'appliquer des forces très élevées pour la précontrainte. Comme limite de proportionnalité $\sigma_{0,02}$, on adopte conventionnellement la contrainte (mesurée en MPa

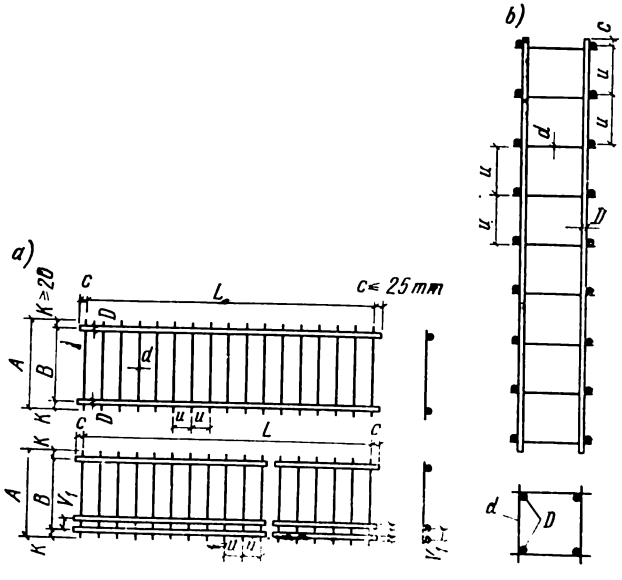


FIG. II.11. Carcasses soudées:
a, planes; *b*, tridimensionnelle (cage)

ou kgf/cm²) qui provoque une déformation relative résiduelle de 0,02 %.

L'acier d'armature possède une bonne *plasticité*, qui prévient la rupture brusque (fragile) de la structure en béton armé par déficience

de l'armature. La plasticité est caractérisée par la valeur de l'*allongement relatif total de rupture* δ, % (variation de la longueur initiale de l'éprouvette, la longueur de striction y comprise) et la valeur de l'*allongement relatif uniforme* δ_{un}, % (variation de la longueur initiale de l'éprouvette, la longueur de striction non comprise). Pour les classes A-I, A-II, A-III l'allongement relatif de rupture est égal à 25, 19 et 14 % respectivement; pour les autres classes il varie entre 8 et 4 %.

Les diamètres figurant dans les catalogues des aciers d'armature (voir Tableau II.1 et Annexe VIII) sont des diamètres conventionnels. Autrement dit:

— pour les barres à haute adhérence ce sont les diamètres des barres rondes lisses de même section;

— pour les fils ordinaires et à haute résistance, à haute adhérence, les diamètres avant le façonnage à empreintes;

— pour les câbles, les diamètres des cercles circonscrits.

Les *treillis soudés* sont fabriqués (fig. II.10) en assemblant les barres longitudinales et transversales par des points de soudure par résistance à leurs croisements. Les treillis peuvent être livrés en nappes planes ou en rouleaux. Les treillis en nappes ont la largeur totale maximale $B = 2{,}5$ m, la longueur $L = 9$ m; la largeur maximale des treillis en rouleaux est $B = 3{,}5$ m, et leur longueur est choisie de façon que le poids du rouleau soit d'environ 100 à 500 kg (B et L sont les distances séparant les barres extrêmes). Les treillis soudés sont confectionnés à partir des fils à bas carbone étirés à froid de classe B-I, de 3 à 5 mm de diamètre, et de barres à haute adhérence laminées à chaud, en acier faiblement allié, de classe A-III, de 6 à

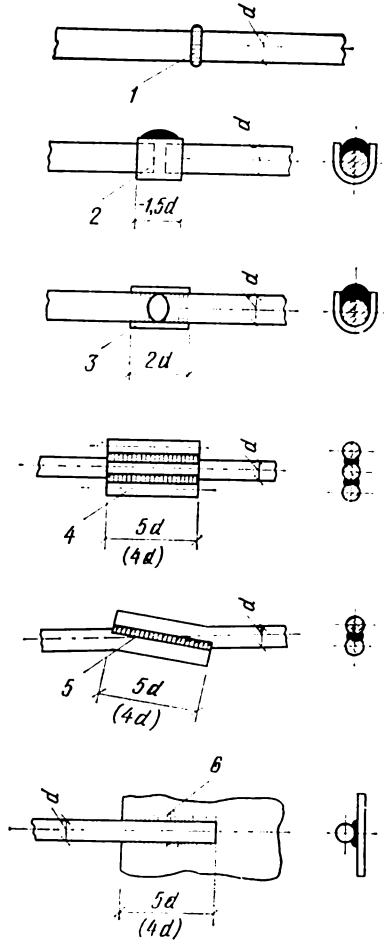


FIG. II.12. Types de jonctions soudées des barres:

1, soudure bout à bout par résistance; *2*, soudure par bain de fusion sur support en U; *3*, soudure par bain de fusion à la molette sur support en U; *4*, soudure à l'arc électrique avec couvre-joints (quatre soudures latérales); *5*, idem, à recouvrement (deux soudures latérales); *6*, soudure à l'arc sur plat, cornière, profilé (deux soudures latérales)

9 mm de diamètre. Pour les treillis en rouleaux, le diamètre des barres longitudinales ne doit pas dépasser 7 mm. Les treillis sont désignés par une fraction dont le numérateur indique leur constitution ($t/t_1/d/d_1$) et le dénominateur, les dimensions hors tout ($B \times L$). Soit par exemple un treillis $\frac{150/250/4/3}{1100 \cdot 5900}$; il est constitué de barres longitudinales de diamètre $d = 4$ mm espacées de $t = 150$ mm et de barres transversales de diamètre $d_1 = 3$ mm espacées de $t_1 = 250$ mm; sa largeur est $B = 1100$ mm et sa longueur $L = 5900$ mm.

Pour un treillis en rouleau, on n'indique dans le dénominateur que sa largeur.

Les *carcasses soudées* sont faites de barres longitudinales et transversales. Elles peuvent être planes ou tridimensionnelles (cages) (fig. II.11). En dessinant une carcasse, on doit prendre en considération les particularités du soudage résumées dans le Tableau suivant :

Rapport des diamètres des barres assemblées par points de soudure par résistance

Diamètres des barres allant dans un sens, mm	3-12	14 ; 16	18 ; 20	22	25-32	36 ; 40
Diamètres minimum admissibles des barres allant dans l'autre sens, mm	3	4	5	6	8	10

Il est déconseillé d'utiliser pour les carcasses soudées les aciers à mauvaise soudabilité (classe A-IV). Les espacements des axes des barres u doivent être multiples de 50 mm.

Les jonctions des barres dans le sens de la longueur sont généralement réalisées par soudure bout à bout par résistance ou par soudure sous laitier dans un moule de cuivre. Sur chantier, les jonctions sont faites par bain de fusion ou à l'arc électrique avec des couvre-joints en U ou bien à l'arc électrique avec des couvre-joints à deux faces; dans certains cas les barres sont soudées à recouvrement. La figure II.12 présente les principaux types de jonctions soudées des barres.

Les armatures durcies des classes Bp et Aт perdent leur dureté pendant le soudage; au lieu de les souder, on les utilise donc coupées à longueur conformément aux bordereaux de commande passées aux aciéries. Dans certains cas les barres en acier durci sont réunies dans le sens de la longueur à l'aide des frettes.

Dans les sections de la structure où la résistance de l'armature n'est pas utilisée complètement, il est permis de joindre les barres de classe non supérieure à A-III, dans le sens de la longueur, sans

soudure mais en laissant une longueur de recouvrement l_{rec} non inférieure aux valeurs indiquées dans le Chapitre suivant. Une telle jonction est toutefois à déconseiller, car elle entraîne une dépense excessive de l'acier sans garantir une réunion parfaite.

On utilise également comme armatures des profilés d'acier: cornières, aciers en T, etc. Les armatures de ce type sont appelées *rigides*.

§ II.4. PRINCIPALES PROPRIÉTÉS DU BÉTON ARMÉ

Associés dans le béton armé, l'acier et le béton exercent une influence positive l'un sur l'autre, tant sous les charges appliquées que pendant les variations de la température, le retrait et le fluage du béton. Les armatures enrobées dans le béton se trouvent à l'abri du feu et de la corrosion.

Dans les pièces en béton armé exposées aux sollicitations énumérées, l'acier et le béton travaillent conjointement, grâce à la bonne adhérence suivant la surface de contact.

La force d'adhérence est évaluée à l'aide des tests d'arrachement (ou d'enfoncement) des armatures enrobées. Les études ont mis en évidence la distribution irrégulière des contraintes tangentielles suivant la longueur de l'armature enrobée dans le béton ; les contraintes reportent graduellement les efforts normaux de la barre et les transmettent sur le béton (fig. II.13). La contrainte d'adhérence moyenne entre l'acier et le béton se définit par l'expression

$$\tau_{moy} = \frac{P}{\pi d l_{enr}}.$$

Pour les aciers lisses elle atteint environ 2,5 à 3,5 MPa (25 à 35 kgf/cm²). L'adhérence est d'autant plus forte que le rapport eau/ciment est moins élevé, que le béton est mieux serré et qu'il est plus âgé.

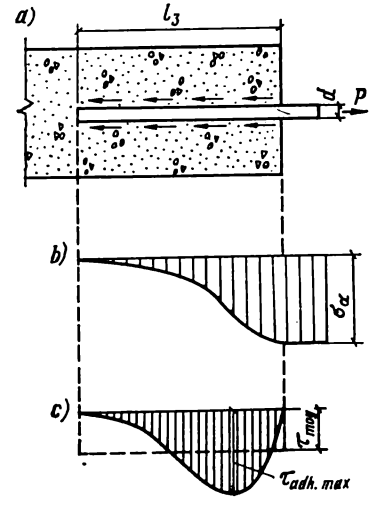


FIG. II.13. Adhérence acier-béton:

a, éprouvette; *b*, diagramme des efforts normaux dans l'acier; *c*, diagramme des forces d'adhérence à la surface de l'acier

Les forces d'adhérence sont plus élevées à l'enfoncement de la barre qu'à son arrachement du béton, car le béton s'oppose à la dilatation transversale de la barre comprimée. Les aciers crénelés présentent une adhérence deux ou trois fois plus haute que les armatures lisses.

Avant la fissuration de la pièce exposée aux sollicitations extérieures, l'acier et le béton se déforment ensemble; la distribution des efforts dans ces matériaux est fonction des sections respectives et des modules d'élasticité. Après la fissuration du béton tendu l'état de contrainte devient plus compliqué (voir § V.2 et VI.6).

Au cours du retrait du béton, les armatures s'opposent aux déformations libres du béton; il en résulte des compressions dans l'acier et des tractions dans le béton. Dans certaines conditions le béton tendu se couvre de fissures. Les déformations générales du béton armé sont beaucoup moins grandes que dans le béton non armé et dépendent de la proportion des armatures.

Les aciers d'armature s'opposent tout aussi bien au fluage du béton. La charge étant appliquée pendant une période prolongée, il se produit une redistribution des efforts entre le béton et l'acier. Par exemple, une pièce soumise à un effort de compression constant et prolongé présente à la longue des contraintes moins grandes dans le béton et des contraintes plus fortes dans les armatures. A cause de la déformation gênée du béton, le fluage dans les pièces en béton armé est 1,5 à 2 fois moins grand que dans les pièces en béton non armé.

Le retrait du béton et les variations de la température, provoquant la variation de la longueur initiale des pièces en béton armé, peuvent faire naître des contraintes internes dans les constructions et même occasionner la ruine de certaines pièces. Pour y remédier, on laisse des espaces libres, dits *joints de dilatation et de contraction*, dans les ouvrages de grandes dimensions.

Soumises périodiquement à des températures élevées (50 à 200 °C) les structures en béton armé deviennent moins solides et moins rigides. C'est la raison pour laquelle, au cours du calcul, on procède à la minoration des caractéristiques des matériaux constitutifs du béton armé. Si la structure est étudiée en vue du fonctionnement à une température très élevée (au-delà de 200 °C), tous les éléments portants seront fabriqués en béton réfractaire (voir § II.2).

Le béton armé, tout comme le béton non armé, est assez durable dans les conditions normales mais risque de se dégrader prématurément en milieu agressif, principalement à cause de la corrosion du béton. Le lecteur a vu quelques recommandations sur la protection du béton contre la corrosion dans le § II.2.

CHAPITRE III

PARTICULARITÉS DE CALCUL ET DE CONCEPTION DES PIÈCES EN BÉTON ARMÉ

§ III.1. GÉNÉRALITÉS SUR LE CALCUL

Les structures en béton armé sont calculées pour résister aux charges de calcul. On choisit une combinaison déterminée de charges et l'on retient les valeurs de calcul de résistance du béton (Annexes III, IV) et de l'acier (Annexes VI, VII) indiquées dans les Normes pour les états-limites ultimes et les états-limites d'utilisation.

La *résistance à la fissuration* des structures en béton armé doit répondre aux exigences classées en trois catégories, en fonction des conditions de service et du type des armatures.

La *première catégorie* couvre les constructions qui doivent être parfaitement imperméables : les réservoirs, les conduites de refoulement, les structures à armatures à haute résistance. Dans ces constructions, la fissuration est inadmissible en raison des conditions d'utilisation particulières. En calculant leur résistance à la fissuration, on fait la majoration des charges en les affectant d'un coefficient de surcharge $n > 1$, introduit dans le calcul de résistance mécanique.

Les exigences de la *deuxième catégorie* admettent une ouverture de fissures de courte durée, à condition qu'elles soient refermées ensuite complètement. Il s'agit des constructions à l'air libre et des structures armées avec des fils à haute résistance. Le calcul à la fissuration (dont le but est de voir s'il est nécessaire de vérifier l'ouverture des fissures de courte durée et leur fermeture) se fait en affectant les charges d'un coefficient $n > 1$. Le calcul à l'ouverture et à la fermeture des fissures se fait en prenant $n = 1$.

Dans la *troisième catégorie*, on admet une ouverture limitée des fissures de courte et de longue durée (structures armées avec des barres d'acier). Le calcul à la fissuration (afin de voir s'il est nécessaire de vérifier l'ouverture des fissures) et le calcul à l'ouverture des fissures se font en affectant les charges d'un coefficient $n = 1$.

Comme paramètres normalisés de résistance du béton, on adopte les *résistances caractéristiques* à la compression (axiale) sur cube R^c, les résistances caractéristiques à la compression sur prisme R^c_{pr}, les résistances caractéristiques à la traction R^c_t, ainsi que les *résistances de calcul* pour les états-limites ultimes R, R_{pr}, R_t et pour les états-limites d'utilisation R_{prII}, R_{tII}.

Catégories des exigences vis-à-vis de la résistance à la fissuration. Ouverture maximale des fissures a_f, mm

Conditions de service des constructions		Classes des armatures											
		A-I, A-II, A-III			A-IV, Ат-IV, A-V, Ат-V, B-I, Bp-I			Ат-VI, B-II, Bp-II K-7 pour $d \geqslant 4$ mm			B-II, Bp-II, K-7 pour $d \leqslant 3$ mm		
		Catégorie	$a_{f.cd}$	$a_{f.ld}$	Catégorie	$a_{f.cd}$	$a_{f.ld}$	Catégorie	$a_{f.cd}$	$a_{f.ld}$	Catégorie	$a_{f.cd}$	$a_{f.ld}$
Pression des fluides. Ouvrages enterrés au-dessous du niveau phréatique	Section entièrement tendue	3	0,2	0,1	1	—	—	1	—	—	1	—	—
	Section partiellement comprimée	3	0,3	0,2	3	0,3	0,2	2	0,1	—	1	—	—
Pression des substances pulvérulentes		3	0,3	0,2	3	0,3	0,2	2	0,1	—	2	0,05	—
Ouvrages à l'air libre ou enterrés au-dessus du niveau phréatique		3	0,4	0,3	3	0,4	0,3	2	0,15	—	2	0,05	—
Structures situées dans un local		3	0,4	0,3	3	0,4	0,3	3	0,15	0,1	2	0,15	—

Dans le texte qui suit, toutes les valeurs citées se rapportent au béton lourd qui est le plus employé dans les réseaux de distribution d'eau et de chauffage.

La *résistance caractéristique sur cube* se définit en fonction de la classe de résistance M du béton, c'est-à-dire de la résistance à la compression axiale du cube $\overline{R}$ (mesurée en MPa ou en kgf/cm²), à l'aide de la formule

$$R^c = \overline{R}\,(1 - 1{,}64v),$$

où v est le coefficient de variation de la résistance, égal à 0,135 pour le béton lourd ; 1,64 est le facteur qui garantit que les valeurs caractéristiques de la résistance sont égales ou supérieures à la valeur indiquée dans 95 cas sur 100.

La *résistance caractéristique sur prisme* est calculée à l'aide de la formule empirique

$$R^c_{pr} = R^c\,(0{,}77 - 0{,}0001\overline{R}), \quad \text{mais} \geqslant 0{,}72R^c.$$

Les résistances caractéristiques du béton sont données en Annexe III.

Pour obtenir les résistances de calcul du béton R_{pr}, R_t (voir Annexe IV), on divise les résistances caractéristiques R^c_{pr}, R^c_t par des coefficients de sécurité dépendant du matériau (béton) k_b. Pour le béton lourd, au calcul suivant les états-limites ultimes, on prend en compression $k_{b.c} = 1{,}3$ et en traction (la résistance caractéristique du béton à la traction axiale n'étant pas contrôlée) $k_{b.t} = 1{,}5$; au calcul suivant les états-limites d'utilisation, on prend $k_{b.c} = k_{b.t} = 1$.

Dans certains cas les résistances de calcul du béton sont majorées ou minorées en les multipliant par des coefficients de comportement du béton m_b indiqués dans les Normes. Ces coefficients tiennent compte des facteurs suivants :

— la durée d'action de la charge ($m_{b.1}$). Pour tenir compte des charges permanentes et des surcharges de courte et de longue durée (à l'exception des efforts provenant des ponts roulants, des actions du vent, etc.) on prend $m_{b.1} = 0{,}85$. Si les conditions d'exploitation sont favorables à l'accroissement de la résistance du béton, on met $m_{b.1} = 1$. Pour tenir compte de toutes les charges, y compris les surcharges de courte durée et les surcharges accidentelles, on prend $m_{b.1} = 1{,}1$;

— l'action des charges répétées ($m_{b.2}$). On choisit les coefficients $m_{b.2} \leqslant 1$ en fonction de la nature du béton, de sa teneur en eau et de la caractéristique du cycle $\rho_b = \frac{\sigma_{b.min}}{\sigma_{b.max}}$;

— l'influence des gels et dégels alternés ($m_{b.3}$). On choisit $m_{b.3} \leqslant 1$ en fonction des conditions de service, du type du béton et de la température de calcul de l'air ;

— la possibilité d'adopter un coefficient de sécurité plus petit en cas de précontrainte ($m_{b.4}$). On prend $m_{b.4} = 1{,}1$ pour les struc-

... MEDIOS CONTINUOS. TEORIA DE

tures avec fils de précontrainte et $m_{b.4} = 1,2$ pour les structures avec barres de précontrainte;

— la nécessité d'améliorer la fiabilité des structures en béton non armé $m_{b.5} = 0,9$;

— la chute de résistance des bétons cellulaires qui est proportionnelle à leur humidité, $m_{b.6} \leqslant 1$;

— l'influence des conditions du bétonnage, $m_{b.7} \leqslant 1$;

— l'effet des dimensions de la section de la pièce coulée en place, $m_{b.8} \leqslant 1$;

— la résistance accrue du béton à grain fin dans les joints des éléments préfabriqués, $m_{b.9} \geqslant 1$;

— la baisse de résistance du béton autoclavé, $m_{b.10} = 0,85$;

— l'effet de la radiation solaire (pour certaines zones géographiques), $m_{b.11} = 0,85$.

Au calcul suivant les états-limites d'utilisation, les résistances de calcul du béton R_{prII}, R_{tII} sont multipliées par un coefficient de comportement du béton $m_b = 1$.

Comme *résistances caractéristiques de l'armature à la traction* (voir Annexes VI, VII), on adopte les plus petites valeurs contrôlées (c'est-à-dire présentant une probabilité garantie égale à 0,95); pour les fils, de la limite d'élasticité (apparente ou conventionnelle, c'est-à-dire correspondant à un allongement relatif résiduel de 0,2 %), pour les barres, de la charge de rupture.

Les *résistances de calcul à la traction de l'armature* R_a sont obtenues en divisant les résistances caractéristiques correspondantes R_a^c par un coefficient de sécurité dépendant de l'acier k_a. Au calcul suivant les états-limites ultimes, on prend $k_a = 1,1$ à $1,25$ pour les barres et $k_a = 1,55$ à $1,75$ pour les fils. Au calcul suivant les états-limites d'utilisation, on prend $k_a = 1$ pour toutes les armatures.

Les *résistances de calcul à la compression de l'armature* $R_{a.c}$ sont prises égales aux résistances de calcul correspondantes à la traction R_a, sans qu'elles dépassent cependant 400 MPa (4000 kgf/cm^2).

La résistance de calcul à la traction des armatures transversales (cadres, étriers, barres inclinées), prise en compte au calcul des sections obliques à l'action des forces transversales (voir chapitre VI), est désignée $R_{a.tr}$ et calculée à l'aide de la formule

$$R_{a.tr} = m_{a.tr} R_a.$$

Le coefficient $m_{a.tr}$ est introduit afin de tenir compte des facteurs suivants:

— distribution irrégulière des contraintes dans les armatures transversales suivant la longueur de la section oblique ($m_{a.tr} = 0,8$);

— éventualité de la rupture fragile des assemblages des barres dans les carcasses soudées ($m_{a.tr} = 0,9$);

— adhérence imparfaite des cadres en fils lisses de classe B-1 faisant partie d'une carcasse ligaturée ($m_{a.tr} = 0,75$).

Parfois les résistances de calcul R_a, $R_{a.c}$, $R_{a.tr}$ (voir Annexes IV, V) sont multipliées par un coefficient de comportement de l'armature m_a indiqué dans les Normes et destiné à tenir compte de:

— l'influence de la charge répétée, $m_{a.1} \leqslant 1$;

— la présence des assemblages soudés des armatures exposés à une charge répétée, $m_{a.2} \leqslant 1$;

— la diminution de la résistance de calcul, dans la zone de transfert au béton des efforts des armatures longitudinales non ancrées $l_{t.c}$ et dans la zone d'ancrage des armatures ordinaires (non précontraintes) l_{an} (indépendamment de la classe), $m_{a.3} < 1$:

$$m_{a.3} = l\,/l_{t\,c}; \quad m_{a.3} = l_x/l_{an},$$

où l_x est la distance entre le bord de la zone de transfert des efforts des armatures et la section considérée; pour les notations l_{an} et $l_{t.c}$, voir les formules (III.26) et (III.27);

— la possibilité d'employer des armatures de précontrainte à haute résistance pour des contraintes supérieures à la limite d'élasticité conventionnelle, $m_{a.4} > 1$. Les valeurs de ce coefficient seron indiquées plus tard, dans les chapitres V et VI;

— la diminution de la résistance de calcul des armatures utilisées dans des bétons légers des classes M-100 et au-dessous, $m_{a.5} \leqslant 1$, $m_{a.6} \leqslant 1$.

§ III.2. PARTICULARITÉS DE CALCUL DES PIÈCES EN BÉTON PRÉCONTRAINT

Les structures en béton précontraint sont calculées suivant les états-limites ultimes ou les états-limites d'utilisation pour résister aux charges de calcul auxquelles viennent s'ajouter les effets de la précontrainte.

L'intensité de la précontrainte créée pendant la fabrication des pièces exerce une influence considérable sur l'état de contrainte et de déformation pendant l'exploitation des structures, c'est-à-dire en charge. Plus les compressions initiales dans le béton ont été fortes, mieux le béton chargé en traction résiste à la fissuration. Il est à noter que la précontrainte diminue à la longue, au point de disparaître totalement si elle était peu élevée à l'origine, à cause du retrait du béton, de son fluage et de certains autres facteurs.

Avant la fissuration, la pièce en béton armé soumise aux charges se déforme comme une structure élastique en matériau homogène. En cet état les valeurs des contraintes dans le béton et l'acier sont définies par leur déformation commune.

Pendant le travail en traction de la pièce en béton armé (avant la fissuration), compte tenu de l'égalité des déformations du béton

et de l'acier $\varepsilon_b = \varepsilon_a$, la relation entre les contraintes dans le béton σ_b et dans les armatures σ_a est égale à

$$\sigma_b/E_b = \sigma_a/E_a, \qquad \text{(III.1)}$$

où E_b, E_a sont les modules d'élasticité du béton et de l'acier.

La somme des efforts développés dans le béton et l'acier de la pièce est égale à l'effort extérieur N:

$$N = \sigma_b F_b + \sigma_a F_a, \qquad \text{(III.2)}$$

où F_a, F_b sont les sections de l'acier et du béton dans la pièce.

La solution commune des deux équations fournit les expressions qui définissent les contraintes dans le béton et l'acier:

$$\sigma_b = N/F_{éq}, \quad \text{où} \quad F_{éq} = F_b + nF_a; \quad n = E_a/E_b; \qquad \text{(III.3)}$$

$$\sigma_a = n\sigma_b, \qquad \text{(III.4)}$$

où $F_{éq}$ est la section homogène équivalente, c'est-à-dire la section de la pièce en béton armé dans laquelle la section des armatures est remplacée par une section équivalente du béton.

On définit de la même façon les *moments d'inertie équivalents et les modules de résistance équivalents* pour les sections homogènes des pièces fléchies en béton armé, à condition que la zone tendue du béton soit exempte de fissures.

La précontrainte est réalisée par la mise en tension des armatures, par les procédés mécaniques ou électrothermiques.

En cas de *précontrainte par pré-tension*, la résultante de toutes les tractions dans les armatures se voit équilibrée par la réaction encaissée par les culées. Au moment où les armatures sont libérées, la résultante exerce sur le béton un effort de compression N_0 qu'on assimile à une sollicitation extérieure. Sa valeur est déterminée en fonction de la section de l'armature de précontrainte F_{pc} et l'intensité de la précontrainte des armatures avant leur libération σ_0:

$$N_0 = F_{pc}\sigma_0. \qquad \text{(III.5)}$$

Si la force de précontrainte N_0 est exercée sur la pièce dans le sens axial (compression centrée), la contrainte dans le béton est égale à

$$\sigma_b = N_0/F_{éq}, \qquad \text{(III.6)}$$

et si elle est appliquée avec une excentricité e_0 par rapport au centre de gravité de la section homogène (compression excentrée), la contrainte est égale à

$$\sigma_b = \frac{N_0}{F_{éq}} \pm \frac{N_0 e_0}{J_{éq}} y. \qquad \text{(III.7)}$$

Dans ces expressions $J_{éq}$ est le moment d'inertie de la section homogène équivalente et y la distance entre le centre de gravité de la

section homogène et la section dont on cherche à déterminer la contrainte.

La contrainte de compression maximale $\sigma_{b.max}$ créée dans le béton au cours de la fabrication de la pièce est choisie en fonction des facteurs suivants :

— la résistance de précontrainte du béton R_0 ;

— le mode de précontrainte employé (pré-tension, post-tension) ;

— la nature du travail de la pièce en charge (augmentation ou diminution de $\sigma_{b.\,max}$ dans l'ouvrage).

Lorsque la charge a pour effet de diminuer $\sigma_{b.max}$, on adopte $\sigma_{b.max} \leqslant 0{,}65R_0$ en cas de pré-tension et $\sigma_{b.max} \leqslant 0{,}55R_0$ en cas de post-tension. Dans une pièce soumise à une compression excentrée pendant la précontrainte, on prend $\sigma_{b.max} \leqslant 0{,}75R_0$ en cas de pré-tension et $\sigma_{b.max} \leqslant 0{,}65R_0$ en cas de post-tension. Si la charge a pour effet d'augmenter $\sigma_{b.max}$, on choisit, dans une pièce précontrainte en compression centrée, $\sigma_{b.max} \leqslant 0{,}5R_0$ pour la pré-tension et $\sigma_{b.max} \leqslant 0{,}45R_0$ pour la post-tension, et dans une pièce soumise à une compression excentrée pendant la précontrainte, respectivement $\sigma_{b.max} \leqslant 0{,}55R_0$ et $\sigma_{b.max} \leqslant 0{,}5R_0$. La valeur de la résistance de précontrainte R_0 sera prise non inférieure à 80 % de la résistance théorique quand celle-ci est minimale pour le type d'armature donné (voir tableau III.4) et non inférieure à 50 % de la résistance théorique du béton quand celle-ci est supérieure à la minimale.

L'intensité de la précontrainte σ_0 est choisie dans les limites suivantes :

pour les barres,

$$0{,}3R_{aII} + p \leqslant \sigma_0 \leqslant R_{aII} - p\,; \qquad \text{(III.8)}$$

pour les fils,

$$0{,}2R_{aII} + p \leqslant \sigma_0 \leqslant 0{,}8R_{aII} - p, \qquad \text{(III.9)}$$

où R_{aII} est la résistance de calcul à la traction retenue dans le calcul aux états-limites d'utilisation ; p est l'écart admissible de l'intensité de la précontrainte par rapport à sa valeur de référence. En cas de précontrainte par les procédés mécaniques, on a $p = 0{,}05\sigma_0$, et en cas de précontrainte par les procédés électrothermiques

$$p\,(\text{kgf/cm}^2) = 300 + \frac{3600}{l}, \qquad \text{(III.10)}$$

où l est la longueur de la barre mise en tension.

Les armatures des pièces en béton précontraint présentent un phénomène appelé *pertes de précontrainte*, déterminé par une série de facteurs.

On distingue :

— les pertes *premières*, ou pertes *instantanées* : elles se produisent pendant la fabrication et la mise en tension de la pièce ;

— les pertes *secondes*, ou pertes *différées*: elles se manifestent postérieurement à la mise en tension.

En cas de précontrainte par pré-tension (par adhérence), les pertes instantanées (premières) $\sigma_{p1}^{(adh)}$ sont exprimées par la somme

$$\sigma_{p1}^{(adh)} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3^{(adh)} + \sigma_4^{(adh)} + \sigma_5 + \sigma_6, \qquad \text{(III.11)}$$

et les pertes différées (secondes) $\sigma_{p2}^{(adh)}$, par la somme

$$\sigma_{p2}^{(adh)} = \sigma_8^{(adh)} + \sigma_9^{(adh)}. \qquad \text{(III.12)}$$

Les facteurs intervenant dans ces expressions sont les suivants:

— σ_1, pertes par relaxation des armatures;

— σ_2, pertes dues aux variations de la température;

— $\sigma_3^{(adh)}$, pertes dues à la déformation des pièces de retenue sur les culées;

— $\sigma_4^{(adh)}$, pertes dues au frottement de l'acier;

— σ_5, pertes dues à la déformation des moules d'acier;

— σ_6, pertes par fluage rapide du béton;

— $\sigma_8^{(adh)}$, pertes par retrait du béton;

— $\sigma_9^{(adh)}$, pertes par fluage différé du béton.

En cas de précontrainte par post-tension (par ancrage), les pertes instantanées (premières) $\sigma_{p1}^{(anc)}$ ont pour expression la somme

$$\sigma_{p1}^{(anc)} = \sigma_3^{(anc)} + \sigma_4^{(anc)}, \qquad \text{(III.13)}$$

et les pertes différées (secondes) $\sigma_{p2}^{(anc)}$, la somme

$$\sigma_{p2}^{(anc)} = \sigma_7 + \sigma_8^{(anc)} + \sigma_9^{(anc)} + \sigma_{10} + \sigma_{11}. \qquad \text{(III.14)}$$

Les facteurs intervenant dans les expressions (III.13), (III.14) sont les suivants:

— $\sigma_3^{(anc)}$, pertes par déformation des ancrages;

— $\sigma_4^{(anc)}$, pertes par frottement de l'acier sur le béton;

— σ_7, pertes par relaxation des tensions dans les armatures;

— $\sigma_8^{(anc)}$, pertes par retrait du béton;

— $\sigma_9^{(anc)}$, pertes par fluage du béton;

— σ_{10}, pertes par écrasement du béton fretté;

— σ_{11}, pertes par déformation des joints des blocs juxtaposés soumis à la précontrainte.

Pertes instantanées

Pertes par relaxation des tensions dans les armatures. Une barre de longueur donnée soumise à une traction d'intensité élevée présente à la longue une chute de tension, ou *relaxation*. La valeur de la précontrainte σ_0 étant exprimée en kgf/cm^2, ces pertes se définissent par les expressions suivantes:

pour les fils mis en tension par les procédés mécaniques,

$$\sigma_1 = \left(0{,}27\,\frac{\sigma_0}{R_{aII}} - 0{,}1\right)\sigma_0 \geqslant 0\,; \qquad \text{(III.15)}$$

pour les barres mises en tension par les procédés mécaniques,

$$\sigma_1 = 0{,}1\sigma_0 - 200 \geqslant 0. \qquad \text{(III.16)}$$

En cas de mise en tension par les procédés électrothermiques, on a $\sigma_1 = 0{,}05\sigma_0$ pour les fils et $\sigma_1 = 0{,}03\sigma_0$ pour les barres.

Pertes dues aux variations de la température. Au cours de la cure par la chaleur du béton frais de la pièce mise en précontrainte par pré-tension, une partie de l'allongement élastique de l'acier est perdue à cause de la chaleur. Les pertes de précontrainte sont évaluées à

$$\sigma_2 = 12{,}5\Delta t,$$

où Δt est la différence entre les températures des armatures chauffées et des culées fixes. Faute de données sur les températures, on pose $\Delta t = 65$ °C.

Pertes par déformation des pièces de retenue sur les culées. En cas de précontrainte par pré-tension (par adhérence), on a

$$\sigma_3^{(adh)} = \frac{\lambda}{l} E_a, \qquad \text{(III.17)}$$

où l est la longueur de la barre mise en tension ; λ, la déformation des pièces de retenue (rondelles, têtes), prise égale à 2 mm, ou le déplacement des barres dans les organes de mise en tension calculé par la formule $\lambda = 1{,}25 + 0{,}15d$, où d est le diamètre de la barre en mm.

En cas de précontrainte de post-tension (par ancrage), on a

$$\sigma_3^{(anc)} = \frac{\lambda_1 + \lambda_2}{l} E_a, \qquad \text{(III.18)}$$

où $\lambda_1 = 1$ mm (déformation des rondelles et des garnitures) et $\lambda_2 = 1$ mm (déformation des appareils d'ancrage).

Pertes par frottement de l'acier dans les canaux pendant la précontrainte. La contrainte dans l'armature devient d'autant plus faible qu'on s'éloigne du point de mise en tension en lequel la contrainte est égale à σ_0 :

$$\sigma_4^{(adh)} = \sigma_0\left(1 - e^{-0{,}25\theta}\right); \quad \sigma_4^{(anc)} = \sigma_0\left(1 - e^{-(kx+\mu\theta)}\right), \qquad \text{(III.19)}$$

où e est la base des logarithmes naturels ; θ, l'angle au centre capable de l'arc en radians de la portion en courbe du canal (fig. III.1) ; x, la longueur en mètres mesurée entre le dispositif de mise en tension et la section à calculer ; k et μ, deux coefficients de frottement qu'on trouve dans le tableau III.1.

TABLEAU III.1

Valeurs des coefficients k et μ

Type du canal	k	μ	
		câbles	barres à haute adhérence
A surface métallique	0,003	0,35	0,4
A surface en béton, formée par une gaine rigide	0	0,55	0,65
Idem, formée par une gaine souple	0,0015		

Pertes par déformation des moules. Elles sont calculées par la formule

$$\sigma_5 = \frac{t-1}{2t} \frac{\Delta l}{l} E_a, \qquad \text{(III.20)}$$

où t est le nombre des groupes de barres mis en tension non simultanément; Δl, le rapprochement des culées compté suivant la ligne

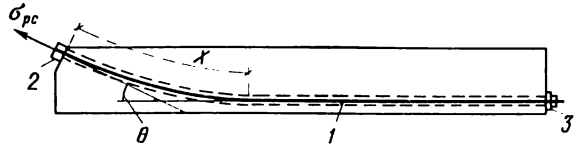


FIG. III.1. Détermination des pertes de précontrainte de l'armature par frottement dans les canaux:
1, armature; *2*, organe de mise en tension; *3*, pièce d'ancrage

d'action de la résultante des efforts de précontrainte et pris en compte lors du calcul des moules.

Faute de données plus précises, on pose $\sigma_5 = 30$ MPa (300 kgf/cm²).

Pertes par fluage rapide du béton. Elles sont dues à la diminution complémentaire de la longueur de la pièce qui se produit au cours de deux ou trois heures qui suivent la mise en tension. Ces pertes ne jouent que si la pièce est précontrainte par le procédé de pré-tension. Plus la précontrainte a été forte, plus le fluage est prononcé et plus les pertes correspondantes sont graves. Pour le béton durci à l'air

$$\left.\begin{aligned} &\sigma_6 = 500 \frac{\sigma_{b.max}}{R_0} \quad \text{si} \quad \frac{\sigma_{b.max}}{R_0} \leqslant a; \\ &\sigma_6 = 500a + 1000b \left(\frac{\sigma_{b.max}}{R_0} - a\right) \quad \text{si} \quad \frac{\sigma_{b.max}}{R_0} > a, \end{aligned}\right\} \qquad \text{(III.21)}$$

où $\sigma_{b.max}$ est la précontrainte dans le béton calculée avec la déduction de toutes les pertes étudiées ci-dessus, au niveau de l'effort de précontrainte initial; $a = 0,6$, $b = 1,5$ pour le béton de classe M 300 et des classes supérieures; $a = 0,5$, $b = 3$ pour le béton de classe M 200; R_0 est la résistance de précontrainte du béton.

Pour le béton durci à l'autoclave on calcule les pertes suivant la formule (III.21) en introduisant un coefficient 0,85.

Pertes différées

Pertes par relaxation des tensions dans l'armature. En cas de précontrainte par post-tension, ces pertes sont comptées parmi les pertes différées et calculées suivant les formules (III.15) et (III.16), soit $\sigma_7 = \sigma_1$.

Pertes par retrait du béton. Elles font diminuer la longueur initiale de la pièce et, partant, la contrainte dans l'acier initialement tendu. Les pertes par retrait du béton σ_8 sont déterminées à l'aide du tableau III.2.

TABLEAU III.2

Pertes de précontrainte dans les armatures par retrait du béton (lourd), kgf/cm² (MPa)

Classe de résistance du béton	Mode de mise en tension des armatures		
	pré-tension (par adhérence), $\sigma_8^{(adh)}$		post-tension (par ancrage), $\sigma_8^{(anc)}$
	béton durci à l'air	béton durci à l'autoclave, sous pression atmosphérique	
M400 et au-dessous	400 (40)	350 (35)	300 (30)
M500	500 (50)	400 (40)	350 (35)
M600 et au-dessus	600 (60)	500 (50)	400 (40)

Pertes par fluage différé du béton. Quel que soit le procédé de mise en tension des armatures, ces pertes sont calculées pour le béton durci à l'air à l'aide des formules

$$\left.\begin{aligned} &\sigma_9^{(adh)} = \sigma_9^{(anc)} = 2000\,\frac{\sigma_{b.\,max}}{R_0} \text{ si } \frac{\sigma_{b.\,max}}{R_0} \leqslant 0,6\,; \\ &\sigma_9^{(adh)} = \sigma_9^{(anc)} = 4000\left(\frac{\sigma_{b.\,max}}{R_0} - 0,3\right) \text{ si } \frac{\sigma_{b.\,max}}{R_0} > 0.6\,; \end{aligned}\right\} \quad \text{(III.22)}$$

pour la quantité $\sigma_{b.max}$, voir plus haut.

Pour le béton durci à l'autoclave sous pression atmosphérique, les pertes en question sont affectées d'un coefficient 0,85.

Pertes par frettage. Il s'agit des pertes de précontrainte à cause de l'écrasement du béton des pièces de section ronde jusqu'à 3 m

de diamètre (par exemple des tubes en béton armé) munies de frettes sous forme de cercles ou d'hélices. Ces pertes sont prises égales à $\sigma_{10} = 300$ kgf/cm² (30 MPa).

Pertes par déformation des joints des blocs juxtaposés soumis à la précontrainte. Prises en compte en cas de précontrainte par post-tension, elles sont calculées d'après la formule

$$\sigma_{11} = \frac{n_j \lambda}{l} E_a, \qquad \text{(III.23)}$$

où n_j est le nombre de joints exposés à la précontrainte ; λ, la déformation de chaque joint égale à 0,3 mm si le joint est garni et à 0,5 mm s'il est creux.

La précontrainte considérée dans les calculs est affectée d'un coefficient m_{pr} qui tient compte de la précision de la mise en tension de l'armature :

$$m_{pr} = 1 \pm \Delta m_{pr} \qquad \text{(III.24)}$$

(le signe positif correspondant à l'effet défavorable de la précontrainte et le signe négatif à l'effet favorable).

Pour la mise en tension par les procédés mécaniques on prend $\Delta m_{pr} = 0{,}1$, et pour la mise en tension par les procédés électrothermiques

$$\Delta m_{pr} = 0{,}5 \frac{p}{\sigma_0} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_a}}\right), \text{ mais } \geqslant 0{,}1, \qquad \text{(III.25)}$$

où n_a est le nombre des armatures de précontrainte dans la section de la pièce ; pour les quantités p et σ_0, voir les formules (III.8) et (III.9).

En calculant les pertes de précontrainte de l'armature, l'ouverture des fissures et les flèches, on peut poser $\Delta m_{pr} = 0$.

Les pertes totales $\sigma_p = \sigma_{p1} + \sigma_{p2}$ peuvent atteindre des valeurs aussi élevées que 2000 à 2500 kgf/cm² (200 à 250 MPa), voire davantage. En aucun cas la valeur des pertes totales ne doit être prise inférieure à 1000 kgf/cm² (100 MPa).

La force de précontrainte N_0 définie par la formule (III.5) ne tient compte que des armatures de précontrainte de section F_{pc} situées dans la zone tendue (sous charge). Dans certains cas on dispose des armatures de précontrainte de section F'_{pc} aussi dans la zone comprimée (sous charge). Dans les pièces fléchies à grande hauteur de section, cela est nécessaire pour éviter la formation (ou l'ouverture excessive) des fissures dans la zone comprimée future de la pièce à cause de la flexion qui se produit pendant la précontrainte, vu que la force $N_0 = F_{pc}\sigma_0$ présente une forte excentricité par rapport au centre de gravité de la section.

Dans une pièce travaillant en compression ou traction excentrées, les aciers sont toujours disposés de part et d'autre de la section.

Désignant par σ'_{pc} la valeur de la précontrainte dans les aciers de section F'_{pc}, on a

$$N_0 = F_{pc}\sigma_0 + F'_{pc}\sigma'_0. \qquad \text{(III.5a)}$$

Les déformations de retrait du béton et les déformations de fluage sous précontrainte font diminuer les contraintes de traction dans les armatures de précontrainte (pertes de précontrainte par retrait et par fluage). Si la pièce contient aussi des armatures ordinaires (non précontraintes) de section F_a dans la zone tendue et F'_a dans la zone comprimée, ces armatures éprouvent les mêmes déformations à cause de leur adhérence avec le béton ; de ce fait, le retrait et le fluage du béton font naître dans les armatures ordinaires des contraintes de compression σ_a, σ'_a égales en valeur aux pertes de précontrainte correspondantes dans les armatures de précontrainte. On a donc en somme

$$N_0 = F_{pc}\sigma_0 + F'_{pc}\sigma'_0 - F_a\sigma_a - F'_a\sigma'_a. \qquad \text{(III.5b)}$$

La position du point d'application de N_0 suivant la hauteur de section est facile à déterminer : c'est le point d'application de la résultante du système de forces parallèles.

La section des armatures ordinaires dans la pièce précontrainte étant généralement assez faible, on détermine souvent N_0 en utilisant les formules (III.5) ou (III.5a).

§ III.3. GÉNÉRALITÉS SUR LA CONCEPTION

Les classes de résistance (marques) du béton armé utilisées pour la fabrication des structures sont choisies en général sur la base des calculs technico-économiques. L'expérience montre qu'il est préférable d'employer pour les pièces comprimées les classes M 200 à M 400, pour les pièces fléchies M 150 à M 300 et pour les pièces précontraintes M 300 à M 500.

La section des armatures longitudinales principales est très faible (0,3 à 3 %) devant la section utile du béton de la pièce. Or, les pièces ainsi armées présentent un avantage décisif vis-à-vis des pièces en béton non armé : elles ne se détruisent jamais en mode fragile.

Si la quantité d'armatures est insuffisante, la pièce se détruit en mode fragile comme une pièce en béton non armé. Afin d'éviter ce danger, les Normes prescrivent une proportion minimale des armatures longitudinales à employer dans les pièces. Nous exposerons cette question en détail dans les chapitres suivants.

La disposition des armatures dans la section de la pièce doit être étudiée de façon à prévoir une couche de béton suffisante autour d'elles (épaisseur d'enrobage). Cette couche de béton permet à l'acier et au béton de travailler ensemble sous charge et protège l'acier contre la corrosion et un échauffement excessif.

Comme armatures ordinaires (sans précontrainte), on utilisera de préférence des barres laminées à chaud de classe A-III ainsi que

des fils ordinaires de 3 à 5 mm de diamètre des classes Bp-I et B-I sous forme de carcasses et treillis soudés. On peut aussi employer des barres laminées à chaud des classes A-II et A-I, surtout comme armatures transversales. Si la structure à armatures non précontraintes doit être étanche à l'eau, on utilise des barres des classes A-II et A-I. Peuvent aussi être utilisés des barres laminées à chaud de classe A-III et des fils ordinaires des classes Bp-I et B-I.

Comme armatures de précontrainte, on utilise des barres laminées à chaud de classe A-IV et des classes supérieures, des câbles torsadés et des fils à haute résistance des classes B-II et Bp-II.

Certaines nuances d'acier et les assemblages soudés des aciers de ces nuances présentent une fragilité excessive à froid. On interdit donc l'emploi des barres laminées à chaud de classe A-IV de nuance 80C et de certaines nuances couvertes par les classes A-II (nuance ВСт5пс2) et A-I (nuances Ст3кп2, ВСт3Гпс2) dans les structures conçues pour un service prolongé à basse température (entre —30 et —40 °C).

Les barres ordinaires (sans précontrainte) doivent être prolongées au-delà de la section où leur résistance de calcul est utilisée complètement, d'une longueur l_{an} nécessaire à leur ancrage, égale à

$$l_{an} = \left(m_{an}\frac{R_a}{R_{pr}} + \Delta\lambda_{an}\right) d, \qquad \text{(III.26)}$$

mais non inférieure à $l_{an} = \lambda_{an} d$, ainsi qu'à la longueur d'ancrage minimale $l_{an.min}$. Toutes ces quantités sont indiquées dans le tableau III.3 pour les aciers à haute adhérence et (entre parenthèses) pour les aciers lisses.

TABLEAU III.3

Valeurs des grandeurs intervenant dans la formule (III.26)

Cas de charge	m_{an}	$\Delta\lambda_{an}$	λ_{an}	$l_{an.min}$
Armatures tendues dans le béton tendu	0,7 (1,2)	11	20	250
Armatures comprimées ou tendues dans le béton tendu	0,5 (0,8)	8	12 (15)	200

Sur les appuis extrêmes *libres* des pièces fléchies, les barres longitudinales arrivées aux appuis sont ancrées en les prolongeant au-delà du nu de l'appui d'une longueur $l_{an} \geqslant 10d$ (fig. III.2). Si la pièce est calculée sans armatures transversales, on peut diminuer la longueur d'ancrage jusqu'à $l_{an} \geqslant 5d$. Si l'on est obligé de prendre la longueur l_{an} inférieure aux valeurs indiquées, il y a lieu de renforcer l'ancrage des barres en les munissant de barreaux ou de rondelles de retenue ou en les soudant sur des pièces de retenue en acier.

Pour assembler les carcasses et les treillis soudés entre eux dans la structure, on emploie généralement la soudure, tout comme pour les barres isolées. Les différents types de jonctions soudées ont été montrés sur la figure II.12.

Il est permis d'abouter sans soudure, par simple recouvrement, les barres chargées en traction de l'armature ordinaire jusqu'à 36 mm de diamètre, dans les treillis et carcasses soudés ou ligaturés.

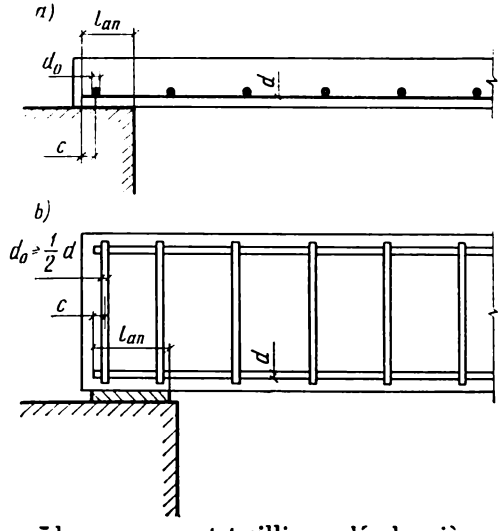


FIG. III.2. Ancrage des carcasses et treillis soudés des pièces fléchies reposant sur appuis libres:
a, dalle; *b*, poutre

La longueur de recouvrement l_{rec} doit être alors non inférieure à la valeur de l_{an} calculée à l'aide de la formule (III.26). Les aboutements réalisés en un point donné ne doivent concerner qu'une partie des barres travaillant en traction, non supérieure à 25 % en cas de barres lisses et à 50 % en cas de barres à haute adhérence. Les jonctions des barres seront disposées en dehors des zones où la résistance mécanique des armatures est utilisée complètement. Les barres sollicitées en traction centrée ou faiblement excentrée ne peuvent pas être jointes par recouvrement sans soudure.

Dans les treillis et carcasses soudés où toutes les barres principales sont situées d'un même côté, les jonctions sont réalisées comme il est montré sur la figure III.3. La longueur de recouvrement doit couvrir au moins deux barres transversales appartenant à chacun des deux treillis (carcasses) à assembler.

La position correcte des armatures dans les moules avant la coulée du béton est assurée à l'aide de goujons, tiges de suspension, carcasses ou treillis auxiliaires.

L'écartement entre les barres est choisi de façon à faciliter la mise en place du béton et le serrage. Si, au moment de bétonnage, les aciers sont en position horizontale, l'espace libre entre eux doit

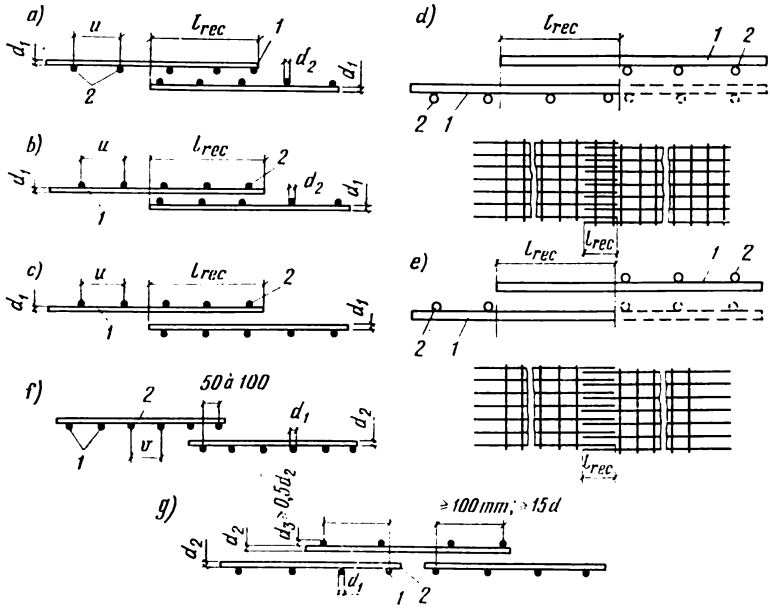


FIG. III.3. Jonctions sans soudure des carcasses et treillis soudés:

a, par recouvrement dans le sens des barres principales lisses, toutes les barres transversales étant situées dans un même plan; *b* et *c*, idem, les barres transversales étant disposées dans des plans différents; *d*, dans le sens des barres principales à haute adhérence, la longueur de recouvrement ne contenant que des barres transversales d'un treillis; *e*, idem, la longueur de recouvrement ne contenant aucune barre transversale; *f*, par recouvrement dans le sens des barres de répartition (de montage); *g*, idem, jonction bout à bout avec treillis couvre-joints; *1*, barres principales; *2*, barres de montage

être non inférieur au diamètre de la barre, mais aussi non inférieur à 25 mm pour le ferraillage inférieur et à 30 mm pour le ferraillage supérieur; si les aciers sont verticaux, ils seront espacés de 50 mm au moins.

§ III.4. PARTICULARITÉS DE CONCEPTION DES PIÈCES EN BÉTON PRÉCONTRAINT

Précontrainte par post-tension (par ancrage). Les extrémités des armatures de précontrainte (câbles torsadés, câbles de fils et de torons droits, barres) tendues sur le béton durci doivent toujours être retenues dans des appareils d'ancrage (fig. III.4) après leur mise en tension à l'aide des vérins. L'appareil d'ancrage peut avoir la forme d'une tige filetée engagée dans une douille taraudée et serrée avec un écrou, ou bien d'un cône mâle serré dans un cône femelle. En

cas de mise en tension des barres à haute adhérence par les procédés électrothermiques, l'ancrage peut être réalisé à l'aide de têtes refoulées en bout de la barre et de plaques de retenue fendues.

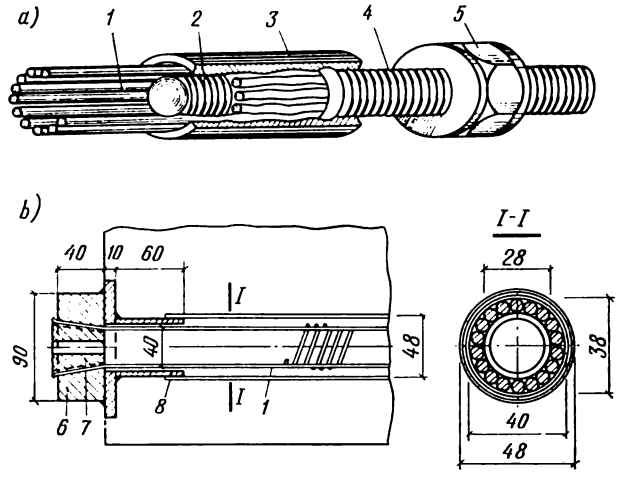


FIG. III.4. Appareils d'ancrage des câbles de précontrainte à fils droits (précontrainte par post-tension):

a, ancrage par tige filetée et douille; *b*, ancrage par cône; *1*, fils du câble; *2*, partie annelée de la tige; *3*, douille; *4*, partie filetée de la tige; *5*, écrou de serrage; *6*, cône femelle; *7*, cône mâle; *8*, tubulure

Afin d'assurer une bonne adhérence entre l'acier et le béton, les canaux dans le béton sont remplis de coulis de ciment avec ou sans sable par injection après la mise en tension et l'ancrage des armatures de précontrainte.

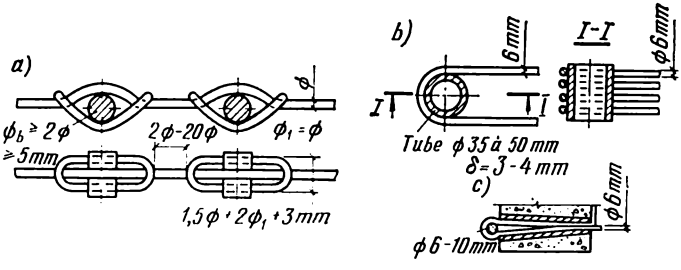


FIG. III.5. Dispositifs d'ancrage des fils lisses:

a, barreaux de répartition; *b*, tubes; *c*, clavettes

Précontrainte par pré-tension (par adhérence). Avec ce procédé basé sur l'adhérence naturelle, aucun ancrage des extrémités n'est nécessaire pour les barres et fils à haute adhérence, ainsi que pour les câbles torsadés, à condition que le béton employé soit conforme aux prescriptions du tableau III.4.

TABLEAU III.4

Classes de résistance minimales du béton précontraint

Armature de précontrainte	Classe des armatures	Classe du béton
Barres sans ancrages, diamètres 10 à 18 mm	A-IV, Ат-IV	M200
	A-V, Ат-V	M250
	Ат-VI	M350
Idem, diamètre 20 mm et plus	A-IV, Ат-IV	M250
	A-V, Ат-V	M350
	Ат-VI	M400
Fils avec ancrages	B-II	M250
Idem, sans ancrages, diamètre 5 mm et plus	Bp-II	M250
Idem, diamètre 6 mm et plus	Bp-II	M400
Câbles torsadés	K-7	M350

Dans les autres cas l'adhérence naturelle est insuffisante, si bien qu'on est obligé de prévoir des appareils d'ancrage aux extrémités des armatures.

Les fils lisses de précontrainte doivent toujours être munis d'ancrages (fig. III.5).

Les appareils d'ancrage concentrent des contraintes dans le béton. Pour cette raison les zones d'about des structures contenant des

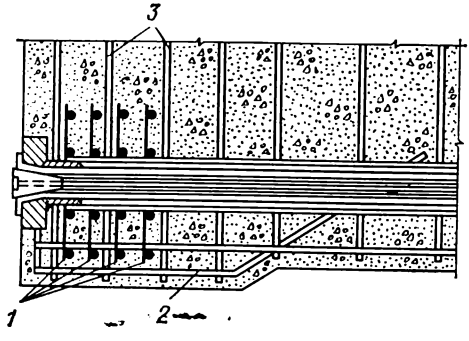


FIG. III.6. Renforcement de la pièce précontrainte dans la zone d'ancrage des armatures:

1, treillis soudés; *2*, armatures longitudinales de renforcement; *3*, barres transversales complémentaires

ancrages doivent être renforcées en utilisant des treillis soudés et des cadres auxiliaires ou en augmentant l'épaisseur d'enrobage (fig. III.6).

En cas de précontrainte par adhérence, les armatures reportent l'effort de précontrainte sur le béton à leurs extrémités, dans les limites de la « zone d'auto-ancrage » dont la longueur atteint 10 à 15 fois le diamètre de la barre, 30 à 70 fois le diamètre du câble torsadé à sept fils et 45 à 100 fois le diamètre du fil à haute adhérence. Dans cette zone, le béton doit également être renforcé (treillis auxiliaires, frettes en hélice, etc.).

La longueur de la zone de transfert des contraintes $l_{t.c}$ des armatures de précontrainte sans ancrages est égale à

$$l_{t.c} = \left(m_{t.c} \frac{\sigma_{t.c}}{R_{pc}} + \Delta\lambda_{t.c}\right) d, \qquad \text{(III.27)}$$

où les valeurs de $m_{t.c}$, $\Delta\lambda_{t.c}$ sont tirées du Tableau III.5 et $\sigma_{t.c}$ est pris égal à la plus grande des valeurs R_a et σ_{pc}.

TABLEAU III.5

Valeurs des grandeurs intervenant dans la formule (III.27)

Armatures	Coefficients	
	$m_{t.c}$	$\Delta\lambda_{t.c}$
Barres à haute adhérence, toutes classes, tous diamètres	0,3	10
Fils à haute résistance, classe Bp-II, diamètre :		
5 mm	1,8	40
4 mm		50
3 mm		60
Câbles torsadés, classe K-7, diamètre :		
15 mm	1,25	25
12 mm	1,4	25
9 mm	1,6	30
7,5, 6, 4,5 mm	1,8	40

Pour toutes les barres à haute adhérence, la valeur de $l_{t.c}$ est choisie non inférieure à $15d$.

CHAPITRE IV

PIÈCES EN BÉTON ARMÉ CHARGÉES EN COMPRESSION SIMPLE

§ IV.1. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

Dans le calcul des structures, on range parmi les pièces travaillant en compression simple (compression axiale longitudinale) les poteaux intermédiaires des bâtiments, les membrures supérieures des fermes sollicitées en leurs nœuds, les diagonales ascendantes et les montants du treillis des fermes (fig. IV.1) et certains autres éléments.

La force de compression longitudinale est en réalité toujours excentrée par rapport à l'axe théorique de la pièce. Cette excentricité s'appelle *excentricité accidentelle*. Sa valeur est indiquée dans les Normes: elle doit être prise inférieure à 1/600 de la longueur de la pièce (entre ses points d'attache), à 1/30 de sa hauteur de section, ou à 1 cm.

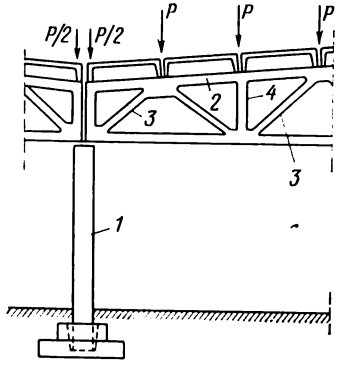


FIG. IV.1. Exemples de pièces chargées en compression simple: *1*, poteau intermédiaire (charges égales de part et d'autre); *2*, membrure supérieure d'une ferme (chargée en ses nœuds); *3*, diagonales ascendantes; *4*, montants

Les poteaux ont généralement une section carrée ou rectangulaire. Les dimensions de la section sont déterminées par le calcul. Afin de normaliser les dimensions des coffrages et des cages d'armatures, les longueurs des côtés des sections des poteaux sont choisies multiples de 50 mm. Au risque de nuire à la bonne qualité du béton, il est déconseillé, pour les poteaux coulés sur chantier, d'avoir une longueur de côté de la section inférieure à 25 cm.

Les bétons employés pour la réalisation des poteaux sont des classes M 200, M 300, M 400.

Les poteaux sont armés de barres longitudinales (armatures principales) de 12 à 40 mm de diamètre, généralement en acier laminé à chaud, des classes A-II, A-III, et de barres transversales en acier laminé à chaud, de classe A-I ; on emploie aussi comme armatures transversales des fils à base carbone étirés à froid (fig. IV.2). Les armatures

longitudinales et transversales sont réunies en carcasses planes (*nappes*) ou tridimensionnelles (*cages*) soudées ou ligaturées (fig. IV.3).

La quantité des armatures longitudinales dans la section d'une pièce est évaluée à l'aide de la *proportion* μ ou du *pourcentage d'armatures*:

$$\mu\ \% = \mu\ 100 = (F_a/F)\ 100,$$

où F_a est la section totale des armatures longitudinales; F est la section du béton, c'est-à-dire la section de la pièce avant la déduction de la section des armatures.

On prend généralement dans les calculs $0{,}4 \leqslant \mu\ \% \leqslant 3$.

Les armatures principales sont à disposer le plus près possible de la peau de la pièce, tout en respectant cependant la valeur minimale de l'*épaisseur d'enrobage* a_{enr} qui, selon les Normes, doit rester non inférieure au diamètre de la barre d'armature ni à 20 mm.

Un poteau de section non supérieure à 40 × × 40 cm peut recevoir comme armature principale quatre barres longitudinales, ce qui correspond à l'espacement maximal; quant à l'espacement minimal, il est défini par les conditions du bétonnage (voir § III.3).

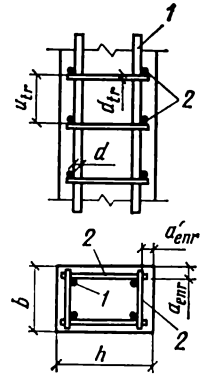


FIG. IV.2. Disposition des armatures dans une pièce chargée en compression simple:
1, barres longitudinales; *2*, barres transversales; a_{enr}, épaisseur d'enrobage des armatures longitudinales; a'_{enr}, épaisseur d'enrobage des armatures transversales

L'espacement des armatures transversales ne fait pas l'objet d'un calcul particulier mais il est précisé dans les Normes. Afin d'éviter la poussée au vide des barres longitudinales sous l'effort de compression, l'espacement des armatures transversales u_{tr} doit rester non supérieur à $20d$ (fig. IV.2) dans les carcasses soudées, à $15d$ dans les carcasses ligaturées et en tout cas non supérieur à 500 mm (ici d est le diamètre minimal des barres longitudinales sollicitées en compression). La valeur de u_{tr} est arrondie à une valeur multiple de 50 mm.

Le diamètre des barres transversales d_{tr} faisant partie d'une carcasse soudée est choisi de façon à garantir une soudure efficace (voir § II.3). Les cadres des carcasses ligaturées doivent avoir un diamètre non inférieur à 5 mm ni à $0{,}25d$, où d est le plus grand diamètre des barres longitudinales.

L'épaisseur d'enrobage des barres transversales a'_{enr} ne doit jamais être inférieure à 15 mm.

Les jonctions des barres longitudinales dans le sens de la longueur sont à éviter.

Aux endroits d'aboutement des carcasses, les barres transversales situées sur la longueur de recouvrement des barres longitudina-

les doivent avoir un espacement non supérieur à $10d$, où d est le diamètre des barres longitudinales jointes.

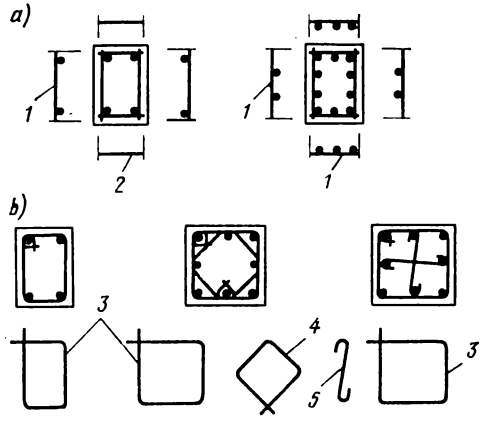


FIG. IV.3. Disposition des armatures dans une pièce chargée en compression simple:

a, carcasses soudées; *b*, carcasses ligaturées; *1*, carcasses soudées; *2*, barres de liaison; *3*, cadres; *4*, cadres auxiliaires; *5*, épingles

§ IV.2. CALCUL DES PIÈCES PRÉSENTANT UNE EXCENTRICITÉ ACCIDENTELLE

Les expériences (fig. IV.4) ont montré que la résistance offerte par une pièce de faible longueur à l'effort de compression centré se compose de la résistance du béton et de celle des armatures longitudinales. La résistance du béton atteint généralement sa limite de rupture, et la résistance de l'acier, sa limite d'élasticité, en raison des déformations plastiques importantes du béton soumis à des contraintes élevées.

FIG. IV.4. Pièce de faible longueur après un essai de compression simple

Au calcul de résistance d'après les états-limites, l'effort longitudinal provenant des charges de calcul ne doit pas, de toute évidence, se trouver supérieur à la somme des efforts internes de calcul développés dans le béton et dans l'acier:

$$N \leqslant R_{pr}F + R_{a.c}F_a, \qquad \text{(IV.1)}$$

où N est l'effort de calcul (provenant des charges de calcul, c'est-à-dire des charges caractéristiques multipliées par le coefficient de surcharge); R_{pr}, la résistance de calcul du béton à la compression axiale (résistance sur prisme); $R_{a.c}$, la résistance de calcul de l'acier à la compression.

Les Normes de calcul prescrivent d'introduire l'excentricité accidentelle dans le calcul des pièces élancées (de forte longueur) sollicitées en compression (voir § IV.1) en assimilant celles-ci à des pièces chargées en compression excentrée (voir Chapitre VII). Conformément aux Normes, la capacité portante d'une pièce de section rectangulaire armée de façon symétrique par des barres d'acier des classes A-I, A-II, A-III et telles que $l_0 \leqslant 20h$ (où l_0 est la longueur de flambement de la pièce, dépendant des conditions de fixation de ses extrémités, et h sa hauteur de section) peut être calculée d'après la formule

$$N \leqslant m\varphi\,(R_{\text{pr}}F + R_{\text{a.c}}F_{\text{a}}), \qquad \text{(IV.2)}$$

où $F = hb$ (b, largeur de section); F_{a}, la section totale des armatures longitudinales; m, un coefficient de comportement égal à 0,9 pour $h \leqslant 200$ mm et à 1 pour $h > 200$ mm; φ, un coefficient empirique dépendant de la durée d'action de la charge, de l'élancement de la pièce et de la disposition des armatures:

$$\varphi = \varphi_1 + 2\,(\varphi_2 - \varphi_1)\,\frac{R_{\text{a.c}}F_{\text{a}}}{R_{\text{pr}}F}, \qquad \text{(IV.3)}$$

mais toujours inférieur ou égal à φ. Les coefficients φ_1 et φ_2 sont tirés du Tableau IV.1 dans lequel $N_{1\text{d}}$ est la force longitudinale provenant des charges permanentes et des surcharges de longue durée et $F_{\text{b.int}}$ est la section des barres intermédiaires (voir le schéma de disposition des armatures en tête du Tableau).

Rassemblant toutes les données disponibles sur la section, les armatures et les charges, on calcule la capacité portante de la pièce chargée en compression simple à l'aide des formules (IV.2) et (IV.3), après avoir déterminé le coefficient φ d'après la formule (IV.3) et les données du Tableau IV.1.

Lorsque les dimensions de la section sont connues et qu'il ne reste qu'à déterminer la section des armatures, on fait intervenir l'expression (IV.2) qui donne

$$F_{\text{a}} = \frac{N}{m\varphi R_{\text{a.c}}} - F\,\frac{R_{\text{pr}}}{R_{\text{a.c}}}, \qquad \text{(IV.4)}$$

la valeur de φ étant déduite par itérations.

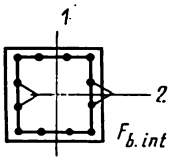
Les dimensions de la section à donner à la pièce chargée en compression simple et la section à donner à son armature sont calculées en fonction de la charge imposée, de la longueur de flambement et des caractéristiques des matériaux, en se donnant à priori $\varphi = m = 1$ et $F_{\text{a}} = 0{,}01\,F$. On tire de (IV.2)

$$F = \frac{N}{m\varphi\,(R_{\text{pr}} + \mu R_{\text{a.c}})} \qquad \text{(IV.5)}$$

et l'on choisit les dimensions à donner à la pièce en tenant compte des impératifs de normalisation. On calcule ensuite le rapport l_0/h et l'on choisit F_{a} comme il vient d'être dit. S'il se trouve que le

TABLEAU IV.1

Valeurs des coefficients φ_1 et φ_2



1-1, plan étudié
2, barres intermédiaires
F_a, section total des barres longitudinales

N_{ld}/N	l_0/h							
	≤ 6	8	10	12	14	16	18	20
				Coefficient φ_1				
0	0,93	0,92	0,91	0,9	0,89	0,86	0,83	0,8
0,5	0,92	0,91	0,9	0,88	0,85	0,8	0,73	0,65
1	0,92	0,91	0,89	0,86	0,81	0,74	0,63	0,55
				Coefficient φ_2				
				A. La section des barres intermédiaires $F_{b.int}$ situées près des faces parallèles au plan étudié est inférieure à $^1/_3F_a$				
0	0,93	0,92	0,91	0,9	0,89	0,87	0,84	0,81
0,5	0,92	0,92	0,91	0,9	0,87	0,84	0,8	0,75
1	0,92	0,91	0,9	0,88	0,86	0,83	0,77	0,7
				B. La section des barres intermédiaires $F_{b.int}$ situées près des faces parallèles au plan étudié est non inférieure à $^1/_3F_a$				
0	0,92	0,92	0,91	0,89	0,87	0,84	0,8	0,75
0,5	0,92	0,91	0,9	0,87	0,83	0,79	0,72	0,65
1	0,92	0,91	0,89	0,86	0,8	0,74	0,66	0,58

pourcentage des armatures dans la section calculée ne vérifie pas la condition μ_{min} % $\leqslant \mu$ % $\leqslant \mu_{max}$ %, on change les dimensions transversales de la pièce et l'on calcule à nouveau les quantités φ et F_a. On considère que la section est correctement choisie si μ % = 1 à 2.

Exemple IV.1. Déterminer les dimensions de la section d'un poteau chargé en compression simple et la section à donner à ses armatures. La longueur de flambement du poteau est $l_0 = 6{,}4$ m, la force longitudinale de calcul est $N = 150$ tf = 1500 kN, l'effort provenant des charges permanentes et des surcharges de longue durée est $N_{1d} = 100$ tf = 1000 kN. On emploie un béton lourd de classe M 200 ($m_{b1} = 0{,}85$) armé de barres à haute adhérence en acier laminé à chaud de classe A-II.

Solution. On trouve dans les Annexes II et IV les valeurs de $R_{pr} = 90$ kgf/cm² (9 MPa) et de $R_{a.c} = 2700$ kgf/cm² (270 MPa). En se donnant $\varphi = m = 1$ et $\mu = 0{,}01$, on trouve à l'aide de la formule (IV.5)

$$F = \frac{N}{m_{b1}R_{pr} + \mu R_{a.c}} = \frac{150\,000}{0{,}85 \times 90 + 0{,}01 \times 2700} = 1450 \text{ cm}^2.$$

Prenons une section de 40 × 40 cm avec $F = 1600$ cm². Calculons les rapports

$$l_0/b = 640/40 = 16; \; N_{1d}/N = 100/150 = 0{,}667.$$

Le coefficient m est pris égal à 1, parce que $h = 40$ cm > 20 cm.

Interpolant dans le Tableau IV.1, on trouve $\varphi_1 = 0{,}78$ et $\varphi_2 = 0{,}837$ (en posant que $F_{b.int} < {}^1/_3 F_a$). D'après la formule (IV.3)

$$\varphi = \varphi_1 + 2(\varphi_2 - \varphi_1)\frac{R_{a.c}}{m_{b1}R_{pr}}\mu = 0{,}78 + 2(0{,}837 - 0{,}78)\frac{2700}{0{,}85 \times 90}\,0{,}01 = 0{,}78 + 0{,}04 = 0{,}82.$$

Afin d'avoir $\varphi \leqslant \varphi_2$, on pose $\varphi = 0{,}82$. Conformément à (IV.4) on a

$$F_a = \frac{N}{m\varphi R_{a.c}} - F\,\frac{m_{b1}R_{pr}}{R_{a.c}} = \frac{150\,000}{1 \times 0{,}82 \times 2700} - 1600\,\frac{0{,}85 \times 90}{2700} = 22{,}4 \text{ cm}^2.$$

Avec ces dimensions le pourcentage des armatures dans la section sera égal à

$$\mu\% = \frac{22{,}4}{40 \times 40}\,100 = 1{,}4.$$

La valeur précisée de φ, obtenue par le calcul d'après la formule (III.3) pour $\mu = 0{,}014$ (nous omettons ce calcul), est égale à $\varphi = 0{,}83$. Un nouveau calcul donne $F_a = 21{,}6$ cm². Le pourcentage des armatures obtenu μ % = 1,4 est conforme aux valeurs recom-

mandées. Nous choisissons donc pour notre poteau une section de 40×40 cm et une armature longitudinale $4\varnothing 20 + 4\varnothing 18$ A-II (avec $F_a = 22{,}74$ cm^2).

Disposant ces barres dans la section, on s'assure que la condition initiale $F_{b.int} < {}^1/_3 F_a$ est vérifiée. Aucune modification n'est donc plus à faire.

Désirant poser des carcasses soudées, on utilisera des barres transversales de diamètre $d_{tr} = 8$ mm (voir Tableau II.2), espacées de $u_{tr} = 35$ cm conformément à la condition $u_{tr} \leqslant 20d = 20 \times 1{,}8 = 36$ cm.

CHAPITRE V

PIÈCES EN BÉTON ARMÉ CHARGÉES EN TRACTION SIMPLE

§ V.1. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

En calculant les structures, on considère comme soumises à la traction simple (traction centrée) des pièces telles que les tirants des arcs, les membrures inférieures et les diagonales descendantes des fermes,

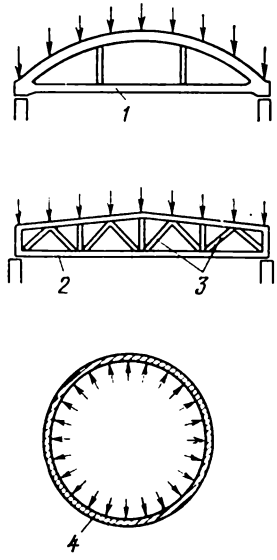


FIG. V.1. Pièces chargées en traction simple:

1, tirant d'arc; *2*, membrure inférieure de la ferme; *3*, diagonales descendantes de la ferme; *4*, paroi du réservoir de forme circulaire

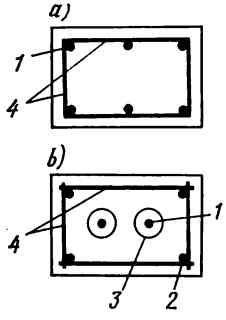


FIG. V.2. Disposition des armatures dans la section d'une pièce élancée en béton précontraint:

a, en pré-tension; *b*, en post-tension; *1*, armatures de précontrainte (barres, câbles de fils droits, câbles torsadés); *2*, armatures ordinaires; *3*, canal pour armature de précontrainte; *4*, barres transversales

les parois des réservoirs à liquides de forme circulaire (fig. V.1), ainsi que certains autres éléments.

Les principes fondamentaux de la conception des pièces en béton armé exposés dans le chapitre III restent applicables aussi aux pièces travaillant en traction simple. Les armatures principales ordinaires (non précontraintes) constituées par des barres d'acier sont aboutées généralement par soudure; les jonctions de barres par recouvrement simple, sans soudure, ne sont admises que dans les dalles et les murs.

Quant aux armatures de précontrainte travaillant en traction (barres, câbles de fils droits, câbles torsadés) utilisées dans des pièces élancées, telles que le tirant d'un arc ou la membrure inférieure d'une ferme, elles ne doivent présenter aucune jonction. Les aciers de précontrainte sont disposés de façon symétrique dans la section de la pièce (fig. V.2), afin d'éviter autant que possible toute excentricité de la contrainte créée dans la pièce lors du déblocage des barres (qui peuvent être débloquées toutes ensemble ou par groupes).

En cas de précontrainte par post-tension, les armatures de précontrainte sont placées dans des canaux appropriés et ne travaillent pas encore, au moment de la mise en tension, dans la section de la pièce. Il y a donc intérêt à prévoir dans la pièce un certain nombre d'armatures ordinaires, c'est-à-dire autres que les armatures de précontrainte (voir fig. V.2, *b*). Les armatures ordinaires sont situées sensiblement près de la peau de la pièce, afin de mieux parer à toute excentricité lors de la mise en tension.

§ V.2. ÉTAT DE CONTRAINTE ET CALCUL D'UNE PIÈCE TENDUE

Au fur et à mesure que la traction exercée sur la pièce devient plus grande, la pièce subit trois stades consécutifs caractérisant son état de contrainte. Le stade I prend fin avant l'apparition des fissures dans le béton. Le stade II commence avec la fissuration. Le stade III correspond à la ruine.

Stade I. Sous l'action de la force de traction N, l'armature et le béton se déforment ensemble, présentant le même allongement relatif $\varepsilon_a = \varepsilon_{b.tr}$. Cette égalité permet de chercher la relation entre les contraintes dans l'acier σ_a et dans le béton $\sigma_{b.tr}$:

$$\frac{\sigma_a}{E_a} = \frac{\sigma_{b.tr}}{E_{b.tr}}, \quad \text{ou} \quad \sigma_a = \sigma_{b.tr}\frac{E_a}{E_{b.tr}}. \qquad (V.1)$$

Les expériences montrent qu'au moment où le béton est prêt à se fissurer, son module de déformation en traction $E_{b.tr}$ est à peu près égal à la moitié du module d'élasticité initial du béton en compression E_b, de sorte que $E_{b.tr} \approx 0{,}5\, E_b$. La contrainte subie par le béton en cet état est égale à sa charge de rupture en traction axiale (simple) $\overline{R}_{tr}$. On a donc

$$\sigma_a = 2\frac{E_a}{E_b}\overline{R}_{tr} = 2n\overline{R}_{tr}, \quad \text{où} \quad n = \frac{E_a}{E_b}. \qquad (V.2)$$

Immédiatement avant la fissuration, la contrainte dans le béton étant égale à $\sigma_{b.tr} = \overline{R}_{tr}$, la valeur de la force de traction extérieure N_{tr} se compose des efforts engendrés dans le béton et dans l'acier:

$$N_{tr} = \sigma_{b.tr} F_b + \sigma_a F_a = \overline{R}_{tr}(F_b + 2nF_a), \qquad (V.3)$$

où F_b et F_a sont les sections du béton et des armatures longitudinales respectivement. Comme le béton résiste mal à la traction, la pièce en béton non précontraint présente des fissures sous un effort très faible qu'on n'a aucun intérêt à calculer.

Dans une pièce tendue en béton armé, dès que la contrainte dans le béton a atteint une valeur égale à la charge de rupture en traction, on voit se former des fissures dans le béton. Dans une section fissurée tout l'effort de traction est repris par les armatures, si bien que la contrainte dans l'acier devient plus grande (voir le diagramme de $\sigma_{a.f}$, sur la figure V.3, *a*). La contrainte dans le béton $\sigma_{b.tr}$ de la section fissurée est égale à zéro: à mesure que l'on s'éloigne de la fissure, cette contrainte croît jusqu'à atteindre $\overline{R}_{tr}$. Aux endroits où elle devient égale à la charge de rupture en traction, d'autres fissures peuvent se produire (voir fig. V.3, *a*). C'est cette condition qui détermine la distance entre fissures l_f. Dans la zone de longueur l_f, l'adhérence entre l'acier et le béton fait naître des contraintes tangentielles τ_{adh}. Les diagrammes des contraintes tangentielles et des efforts sur l_f dans le béton et l'acier sont montrés sur la figure V.3.

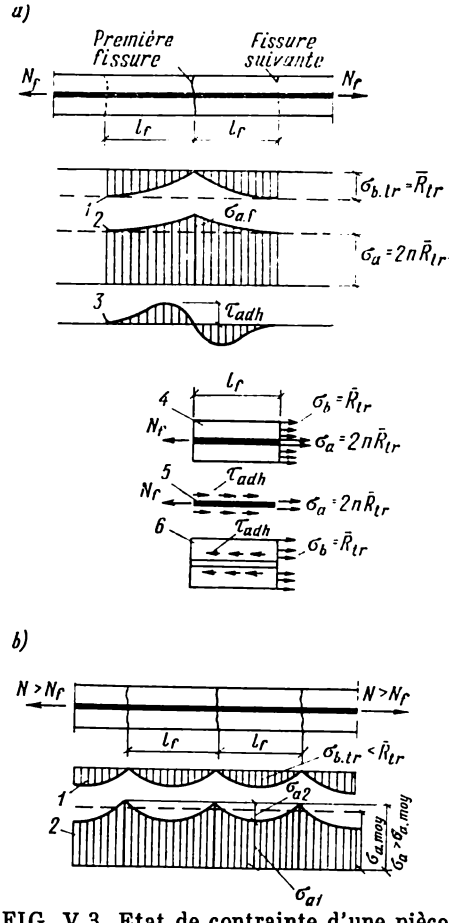


FIG. V.3. Etat de contrainte d'une pièce chargée en traction simple:

a, pendant la fissuration; *b*, après la fissuration; *1*, diagramme des contraintes normales dans le béton; *2*, diagramme des contraintes dans l'acier; *3*, diagramme des contraintes tangentielles dans le béton; *4*, distribution des efforts dans la zone de longueur l_f; *5*, distribution des efforts dans l'acier de cette zone; *6*, idem, dans le béton

Dans la zone de longueur l_f, les résultantes des contraintes tangentielles τ_{adh} et des contraintes normales $\overline{R}_{tr}$ se font équilibre dans le béton. On a donc

$$\overline{R}_{tr}F_b = \tau_{adh}S\omega l_f, \qquad (V.4)$$

où τ_{adh} est la contrainte tangentielle maximale sur l_f; S est le périmètre de la section de l'acier; ω, le coefficient de remplissage du diagramme réel des contraintes tangentielles par rapport à sa forme rectangulaire.

Introduisant les notations

$$\frac{\overline{R}_{tr}}{\omega\tau_{adh}}=\eta\ ;\ \frac{F_b}{S}=\frac{F_a}{\mu_1 S}=\frac{u}{\mu_1}\ ;\ \mu_1=\frac{F_a}{F_b}\ ;\ u=\frac{F_a}{S}, \qquad (V.5)$$

on déduit de (V.4) l'expression de la distance entre fissures :

$$l_f = \eta \frac{F_b}{S} = \eta \frac{u}{\mu_1}. \qquad (V.6)$$

Stade II. Les fissures se sont formées, l'effort extérieur N est plus grand que N_f, la pièce se trouve divisée en blocs séparés de longueur l_f reliés entre eux par les armatures (voir fig. V.3, *b*). L'effort N dans les sections fissurées est reporté tout entier par les aciers. La contrainte développée dans l'acier est égale à

$$\sigma_a = N/F_a. \qquad (V.7)$$

L'armature de chaque bloc, tout en s'allongeant, fait travailler en traction le béton aussi par adhérence. A mi-distance entre deux fissures voisines, la contrainte dans l'acier σ_{a1} est moins grande que dans la section fissurée σ_a. Quant à la contrainte dans le béton, elle croît à partir du zéro au droit de la fissure jusqu'à une valeur maximale $\sigma_{b.tr}$ à mi-distance entre deux fissures. Il va de soi que cette valeur maximale ne peut guère dépasser $\bar{R}_{tr}$ (voir fig. V.3, *b*).

La contrainte moyenne de l'acier $\sigma_{a.moy}$, définie en tenant compte de la contribution du béton entre fissures à la déformation de la pièce, est inférieure à σ_a, et son allongement relatif moyen $\varepsilon_{a.moy}$ est plus petit que l'allongement ε_a calculé sans tenir compte de la contribution du béton. Le taux de travail du béton entre fissures dans la pièce sollicitée en traction est égal à

$$\psi_a = \frac{\sigma_{a.\,moy}}{\sigma_a} = \frac{\varepsilon_{a.\,moy}}{\varepsilon_a}. \qquad (V.8)$$

En regardant la figure V.3, *b*, on remarque que le taux de travail ψ_a est aussi égal au rapport des aires du diagramme réel des contraintes dans l'acier sur l_f et du diagramme rectangulaire pour la contrainte σ_a :

$$\psi_a = \frac{\sigma_a l_f - \omega_{tr}\sigma_{a2} l_f}{\sigma_a l_f} = 1 - \omega_{tr}\frac{\sigma_{a2}}{\sigma_a}, \qquad (V.9)$$

où ω_{tr} est le coefficient de remplissage du diagramme des contraintes de traction dans le béton entre fissures.

L'ouverture des fissures a_f peut être assimilée, avec une précision satisfaisante, à l'allongement des armatures sur l_f, abstraction faite de l'allongement du béton. On tire de (V.8) l'expression

$$a_f = \varepsilon_{a.\,moy} l_f = \psi_a \varepsilon_a l_f = \psi_a \frac{\sigma_a}{E_a} l_f. \qquad (V.10)$$

Les relations caractéristiques du stade II restent en vigueur tant que les contraintes dans l'acier restent en dessous de la limite de proportionnalité.

Stade III. La ruine de la pièce commence dès que les contraintes dans l'acier sont devenues supérieures à la limite de proportionnalité et que des déformations anélastiques se sont manifestées. La

ruine est considérée comme définitive quand les contraintes dans l'acier ont atteint la limite d'élasticité $\sigma_{él}$, apparente (si l'acier présente un palier d'écoulement) ou conventionnelle (dans le cas contraire). L'effort occasionnant la rupture de la pièce est égal à la charge de rupture de l'acier seul, sans l'intervention du béton dans le travail à la traction de la pièce.

La résistance de la pièce est vérifiée suivant les états-limites ultimes à l'aide de la formule

$$N \leqslant R_a F_a, \tag{V.11}$$

où N est l'effort de calcul dans la pièce engendré par les charges de calcul; R_a est la résistance de calcul à la traction de l'acier.

Les pièces en béton non précontraint offrent si peu de résistance à la fissuration qu'on n'a aucun intérêt à la calculer. D'une façon approximative, on évalue l'effort correspondant au début de la fissuration à l'aide de la formule

$$N_{b.f} = 0{,}8 R_{tr}^{c} F_b, \tag{V.12}$$

où le coefficient 0,8 tient compte de la diminution de la résistance caractéristique du béton à cause du retrait.

L'ouverture des fissures est calculée pour le stade II de l'état de contrainte de la pièce. Nous avons signalé que la formule (V.10) ne fournit que des valeurs approchées de a_f. Les Normes préconisent une relation empirique

$$a_f\,(\text{mm}) = k c_d \eta \frac{\sigma_a}{E_a} 20\,(3{,}5 - 100\mu) \sqrt[3]{d\,(\text{mm})}, \tag{V.13}$$

où $k = 1{,}2$; c_d est un coefficient égal à 1 si l'on tient compte des surcharges de courte durée et des actions peu prolongées des charges permanentes et des surcharges de longue durée, et à 1,5 si l'on prend en considération les surcharges répétées et les actions prolongées des charges permanentes et des surcharges de longue durée pour des structures en béton lourd durci à l'air; η est un coefficient égal à 1 si le béton est armé de barres à haute adhérence, à 1,2 s'il s'agit des fils à haute adhérence et des câbles torsadés et à 1,4 si les armatures représentent des fils lisses; σ_a est la contrainte dans l'acier calculée par la formule (V.7); μ est la proportion des armatures de la section assimilée à un profil rectangulaire (sans parties comprimées débordantes) ayant une hauteur utile h_0, mais non supérieure à 0,02; d est le diamètre des armatures.

L'ouverture des fissures de courte durée provenant de la charge totale est calculée à l'aide de la formule

$$a_{f.cd} = a_{f1} - a_{f2} + a_{f3}, \tag{V.14}$$

où a_{f1} est l'ouverture des fissures causée par une action peu prolongée de la charge totale; a_{f2}, l'ouverture initiale des fissures provoquée par l'action peu prolongée des charges permanentes et des surchar-

ges de longue durée; a_{f3}, l'ouverture des fissures de longue durée provenant des charges permanentes et des surcharges de longue durée.

Les quantités a_{f1}, a_{f2} et a_{f3} sont calculées à l'aide de la formule (V.13) où les différentes grandeurs prennent les valeurs suivantes:

$$c_d = 1,\ \sigma_a = (N_{1d} + N_{cd})/F_a \text{ pour } a_{f1};$$
$$c_d = 1,\ \sigma_a = N_{1d}/F_a \text{ pour } a_{f2};$$
$$c_d = 1{,}5,\ \sigma_a = N_{1d}/F_a \text{ pour } a_{f3}.$$

L'ouverture des fissures consécutive à une action prolongée des charges permanentes et des surcharges de longue durée est $a_{f.1d} = a_{f3}$.

Exemple V.1. Calculer la section à donner aux armatures et vérifier l'ouverture des fissures dans une pièce soumise à une traction simple. Section 25 × 25 cm; aciers de classe A-III; béton lourd de classe M 200; $m_{b.1} = 1$; $N^c_{1d} = 10$ tf; $N^c_{cd} = 6$ tf; effort de calcul $N = 20$ tf. La résistance à la fissuration de la pièce doit satisfaire aux conditions de la 3e catégorie: $a_{f.1d} \leqslant 0{,}3$ mm, $a_{f.cd} \leqslant 0{,}4$ mm.

Solution. On trouve dans l'Annexe VI

$$E_a = 2\cdot10^6 \text{ kgf/cm}^2\ (2\cdot10^5 \text{ MPa}),$$
$$R_a = 3600 \text{ kgf/cm}^2\ (360 \text{ MPa}).$$

La formule (V.11) fournit la section à donner aux armatures:

$$F_a = \frac{N}{R_a} = \frac{20\,000}{3600} = 5{,}58 \text{ cm}^2.$$

On adopte comme armatures 4 ∅ 14 A-III de section $F_a = 6{,}16$ cm².

Calculons l'ouverture des fissures d'après la formule (V.13) après avoir déterminé $\mu = F_a/F_b = 6{,}16/25 \times 25 = 0{,}01$:

$$\sigma_{a.1d} = N^c_{1d}/F_a = 10\,000/6{,}16 = 1620 \text{ kgf/cm}^2;$$

$$\sigma_{a.tot} = (N^c_{1d} + N^c_{cd})/F_a = (10\,000 + 6000)/6{,}16 = 2594 \text{ kgf/cm}^2;$$

$$a_{f.3} = a_{f.1d} = 1{,}2 \times 1{,}5 \times 1\,\frac{1620}{2\cdot10^6}\,(3{,}5 - 100 \times 0{,}01)\sqrt[3]{14} =$$
$$= 0{,}175 \text{ mm} < 0{,}3 \text{ mm};$$

$$a_{f1} = 1{,}2 \times 1 \times 1\,\frac{2594}{2\cdot10^6}\,(3{,}5 - 100 \times 0{,}01)\sqrt[3]{14} = 0{,}187 \text{ mm};$$

$$a_{f2} = 1{,}2 \times 1 \times 1\,\frac{1620}{2\cdot10^6}\,(3{,}5 - 100 \times 0{,}01)\sqrt[3]{14} = 0{,}117 \text{ mm};$$

d'après la formule (V.14)

$$a_{f.cd} = a_{f1} - a_{f2} + a_{f3} = 0{,}187 - 0{,}117 + 0{,}175 =$$
$$= 0{,}245 \text{ mm} < 0{,}4 \text{ mm}.$$

§ V.3. PARTICULARITÉS DU COMPORTEMENT ET CALCUL D'UNE PIÈCE EN BÉTON PRÉCONTRAINT

Soit une pièce en béton mise en précontrainte par compression simple, conçue pour travailler en traction simple. Désignons par F_b, F_a les sections du béton et des armatures de précontrainte respectivement, et par σ_0, la contrainte qui se manifeste dans l'acier soit avant la mise en précontrainte du béton, soit en cas d'annulation de la précontrainte du béton à cause de l'action des forces extérieures.

Comportement de la pièce en pré-tension

Les armatures sont posées dans le moule et tendues sur les culées avec une contrainte σ_0. Pendant toute la durée du bétonnage et tant que le béton durci n'a pas atteint sa résistance de précontrainte R_0, les aciers restent fixés sur les culées. Au cours de cette période ils présentent des pertes de précontrainte instantanées (pertes premières) σ_{p1}, qui sont antérieures à la mise en précontrainte du béton, si bien que les contraintes dans les aciers deviennent égales à $\sigma_0 - \sigma_{p1}$.

Débloquer les aciers revient à appliquer à la pièce un effort de compression extérieur égal à

$$(\sigma_0 - \sigma_{p1})\, F_{pc}. \tag{V.15}$$

Sollicités par cet effort, le béton et l'acier présentent le même raccourcissement relatif $\varepsilon_b = \varepsilon_a$. On a donc

$$\Delta\sigma_a = \frac{E_a}{E_b}\sigma_b = n\sigma_b,$$

où σ_b est la contrainte du béton ; $\Delta\sigma_a$, la diminution de la contrainte de l'acier qui se produit au moment où l'on relâche les armatures tendues et la pièce se raccourcit.

Après qu'on a relâche les armatures, la contrainte dans l'acier devient égale à

$$\sigma_0 - \sigma_{p1} - n\sigma_b. \tag{V.16}$$

Avant la mise en action de la force extérieure, les tractions dans l'acier et les compressions dans le béton de la pièce se font équilibre :

$$F_{pc}\,(\sigma_0 - \sigma_{p1} - n\sigma_b) = F_b\sigma_b. \tag{V.17}$$

D'où

$$\sigma_b = \frac{(\sigma_0 - \sigma_{p1})\, F_{pc}}{F_{b.\,éq}}, \tag{V.18}$$

où

$$F_{b.éq} = F_b + nF_{pc}. \tag{V.19}$$

Après avoir encaissé l'effort de la précontrainte, le béton présente des pertes de précontrainte différées (pertes secondes) σ_{p2}.

A partir de ce moment, on observe dans les sections de la pièce des contraintes dites *permanentes*, dans l'acier

$$\sigma_0 - (\sigma_{p1} + \sigma_{p2}) - n\sigma_{b1} \qquad (V.20)$$

et dans le béton

$$\sigma_b = \frac{[\sigma_0 - (\sigma_{p1} + \sigma_{p2})]\, F_{pc}}{F_{b.\,éq}}. \qquad (V.21)$$

Pendant la phase initiale de l'action de la traction simple extérieure N, la précontrainte du béton diminue graduellement pour s'annuler finalement. En ce moment la contrainte du béton est nulle, $\sigma_b = 0$, et celle de l'acier est

$$\sigma_0 - (\sigma_{p1} + \sigma_{p2}). \qquad (V.22)$$

Si l'effort extérieur continue à croître, l'état de contrainte de la pièce passe par les trois stades consécutifs décrits dans le § V.3, à savoir :

— stade I, avant la fissuration ;
— stade II, après la fissuration ;
— stade III, ruine de la pièce.

En fin du stade I la contrainte du béton atteint une valeur égale à la charge de rupture en traction simple. Pendant que la contrainte du béton passe de zéro à la charge de rupture, la contrainte dans les armatures de précontrainte augmente d'une valeur définie par (V.2), soit en moyenne de 30 MPa (300 kgf/cm²). Immédiatement avant la fissuration, la contrainte dans l'acier (compte tenu de la formule (V.22)) est donc

$$\sigma_0 - (\sigma_{p1} + \sigma_{p2}) + 2n\bar{R}_{tr}. \qquad (V.23)$$

C'est d'après cet état que l'on calcule la valeur de l'effort extérieur conduisant à la fissuration.

Au stade II, les fissures étant formées, ce sont les aciers qui reportent la totalité de l'effort extérieur dans chaque section fissurée. Le béton compris entre deux fissures voisines contribue aussi à la résistance à la traction de la pièce.

La contrainte dans l'acier traversant une section fissurée s'évalue à l'aide de la formule

$$\sigma_a = (N - N_0)/F_a, \qquad (V.24)$$

où l'effort de précontrainte est

$$N_0 = F_{pc}\,[\sigma_0 - (\sigma_{p1} + \sigma_{p2})]. \qquad (V.25)$$

Au stade III il se produit la ruine de la pièce. C'est d'après cet état que l'on calcule la capacité portante.

Dans bien des cas, la précontrainte de la pièce n'exerce aucune influence sur la capacité portante de cette dernière.

Comportement de la pièce en post-tension

Cette méthode de précontrainte consiste à fabriquer la pièce en béton non armé ou faiblement armé présentant des canaux dans la masse ou des rainures en surface, à attendre que le béton soit durci, à engager les armatures longitudinales dans les canaux (rainures) et à tendre les armatures de telle façon que les efforts de compression soient repris par les faces en bout de la pièce. L'acier présente alors des pertes de précontrainte instantanées (pertes premières) σ_{p1}, qui se manifestent avant la mise en tension du béton; quant au béton, il se trouve uniformément comprimé jusqu'à une valeur σ_b. La contrainte dans l'acier est calculée suivant la formule (V.18).

Ensuite, ce sont les pertes différées (pertes secondes) σ_{p2} qui se produisent dans l'acier, tandis que la contrainte du béton diminue jusqu'à σ_{b1}. La contrainte dans l'acier se calcule à l'aide de la formule (V.20).

En ce moment la précontrainte de la pièce atteint une valeur permanente.

Avec l'augmentation progressive de la charge extérieure, la précontrainte du béton tombe à zéro, après quoi l'état de contrainte de la pièce passe par tous les trois stades décrits plus haut.

Calcul de la pièce aux états-limites

La pièce est calculée aux états-limites ultimes, de façon à vérifier la condition

$$N \leqslant R_{a.pc}F_{pc} + R_aF_a, \qquad (V.26)$$

où $R_{a.pc}$ et F_{pc} sont respectivement la résistance de calcul et la section des armatures de précontrainte; R_a et F_a sont la résistance de calcul et la section des armatures ordinaires.

Si l'armature est fabriquée en acier à haute résistance, les valeurs de R_a ($R_{a.pc}$) données en Annexes VI et VII sont à multiplier par un coefficient de comportement m_{a4} égal à 1,2 pour les armatures des classes A-IV, Ат-IV, à 1,15 pour les armatures des classes A-V, Ат-V, B-II, Bp-II, K-7 et à 1,1 pour les armatures des classes Ат-VI.

La condition de fissuration prise en compte dans le calcul d'une pièce précontrainte chargée en traction simple s'écrit

$$N \leqslant N_f, \quad \text{où} \quad N_f = R_{tr\,II}\left(F_b + 2\frac{E_a}{E_b}F_a\right) + N_0; \qquad (V.27)$$

ici N est l'effort de calcul déterminé en considérant les charges caractéristiques et en introduisant un coefficient $n > 1$ ou $n = 1$, en fonction de la catégorie des conditions de résistance à la fissuration de la structure (voir § III.1); N_f est l'effort repris par la section normale de la pièce au moment de la fissuration; N_0 est l'effort de précontrainte calculé en faissant intervenir les pertes et le coefficient de

précision de la mise en tension des armatures en fonction du stade de travail considéré de la pièce.

L'ouverture des fissures est calculée suivant la formule (V.13) en prenant

$$\sigma_a = \frac{N - N_0}{F_a}. \qquad (V.28)$$

L'exigence de la non-réouverture des fissures (voir § III.1) est considérée comme satisfaite si les deux conditions ci-après sont réunies :

a) aucune déformation irréversible ne se produit dans les armatures de précontrainte sous l'action des charges permanentes et des surcharges de longue et de courte durée, c'est-à-dire

$$\sigma_0 + \sigma_a \leqslant kR_{aII}, \qquad (V.29)$$

où σ_a est l'accroissement de la contrainte dans les armatures de précontrainte déterminé par l'action des charges extérieures ; $k = 0{,}65$ pour les fils d'acier et $k = 0{,}8$ pour les barres d'acier ;

b) une contrainte d'au moins 1 MPa (10 kgf/cm²) est conservée dans chaque section du béton pendant l'action des charges permanentes et des surcharges de longue durée.

Exemple V.2. Calculer une pièce en béton précontraint conçue pour travailler en traction simple à l'air libre (membrure de ferme d'une rampe ouverte). Longueur 24 m. Section 24 × 16 cm. Béton lourd M 500 traité par la chaleur. Armatures de classe K-7, diamètre 15 mm, tendues en pré-tension. Efforts dans la pièce : $N^c_{\text{permanente}} = 20$ tf, $N^c_{ld} = 40$ tf, $N^c_{cd} = 25$ tf. Coefficients de surcharge $n_1 = 1{,}1$ pour la charge permanente et $n_2 = 1{,}4$ pour les surcharges de longue et de courte durée.

Solution. La charge de calcul est $N = 20 \times 1{,}1 + (40 + 25) \times 1{,}4 = 113$ tf. Dans l'Annexe VII on trouve $R_a = 10\,600$ kgf/cm², $R_{aII} = 16\,500$ kgf/cm², $E_a = 1{,}8 \cdot 10^6$ kgf/cm². Le coefficient de comportement de l'acier est $m_{a4} = 1{,}15$. Les barres longitudinales des treillis placés autour des armatures de précontrainte n'entrent pas dans le calcul, si bien qu'on a $F_a = 0$.

Calculons la section à donner aux armatures de précontrainte F_{pc} à l'aide de la formule (V.26) en y mettant $F_a = 0$ et $R_{a.pc} = m_{a4}R_a = 1{,}15 \times 10\,600 = 12\,200$ kgf/cm² :

$$F_{pc} = \frac{N}{R_{a.\,pc}} = 113\,000/12\,200 = 9{,}3 \text{ cm}^2.$$

Nous adoptons comme armature 8 ∅ 15 K-7 avec $F_{pc} = 8 \times 1{,}41 = 11{,}3$ cm².

Calcul de la résistance à la fissuration. Les structures destinées à être exploitées à l'air libre et munies d'armatures de classe K-7

doivent satisfaire aux conditions de résistance à la fissuration de 2e catégorie, avec $a_{f.cd} \leqslant 0{,}15$ mm. On a donc

$$F_b = 24 \times 16 = 384 \text{ cm}^2; \quad \mu = \frac{F_{pc}}{F_b} = 11{,}3/384 = 0{,}0294, \text{ ou } 2{,}94\%.$$

Pour voir si le calcul à l'ouverture et à la non-réouverture des fissures est nécessaire ou non, calculons la pièce à la fissuration sous l'action de la charge totale de calcul $N = 113$ tf. Supposons que la précontrainte de l'acier soit égale à $\sigma_0 = 11\,000$ kgf/cm² et voyons si la condition (III.9) est vérifiée avec $p = 0{,}05\sigma_0 = 0{,}05 \times 11\,000 = 550$ kgf/cm² et $0{,}8R_{aII} = 0{,}8 \times 16\,500 = 13\,200$ kgf/cm²:

$$\sigma_0 \leqslant R_{aII} - p; \; 11\,000 < 13\,200 - 550.$$

La condition est vérifiée.

Trouvons dans l'Annexe V la valeur de $E_b = 0{,}9 \times 3{,}6 \cdot 10^5 = 3{,}25 \cdot 10^5$ kgf/cm²:

$$n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{1{,}8 \cdot 10^6}{3{,}25 \cdot 10^5} = 5{,}6.$$

La section homogène équivalente de la pièce est égale, en vertu de (III.3), à

$$F_{éq} = F_b + nF_{pc} = 394 + 5{,}6 \times 11{,}3 = 447 \text{ cm}^2.$$

Calculons à présent les pertes de précontrainte:

par relaxation des tensions, selon la formule (III.15):

$$\sigma_1 = \left(0{,}27\frac{\sigma_0}{R_{aII}} - 0{,}1\right)\sigma_0 = \left(0{,}27\frac{11\,000}{16\,500} - 0{,}1\right) \times 11\,000 = 880 \text{ kgf/cm}^2;$$

par variation de température, avec $\Delta t = 65°$:

$$\sigma_2 = 12{,}5\,\Delta t = 12{,}5 \times 65 = 810 \text{ kgf/cm}^2;$$

par déformation des ancrages, suivant la formule (III.17) avec $l = 24$ m et $\lambda = 2$ mm:

$$\sigma_3 = \frac{\lambda}{l} E_a = 0{,}2/2400 \times 1{,}8 \cdot 10^6 = 140 \text{ kgf/cm}^2;$$

par déformation du moule. Faute de données sur la construction du moule, on pose $\sigma_5 = 300$ kgf/cm².

En somme

$$\sigma_{pi-5} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_5 = 880 + 810 + 140 + 300 = 2130 \text{ kgf/cm}^2.$$

Compte tenu de ces pertes $\sigma_0 = 11\,000 - 2130 = 8870$ kgf/cm².

La force de précontrainte est égale, d'après (III.5), à

$$N_0 = F_{pc}\sigma_0 = 11{,}3 \times 8870 = 100\,000 \text{ kgf}.$$

La précontrainte dans le béton se calcule selon la formule (III.6) :

$$\sigma_{b.pc} = \frac{N_0}{F_{éq}} = 100\,000/447 = 224 \text{ kgf/cm}^2.$$

Admettons que la résistance de précontrainte du béton soit égale à

$$R_0 = 0{,}8R = 0{,}8 \times 500 = 400 \text{ kgf/cm}^2.$$

Voyons si le béton peut supporter la contrainte $\sigma_{b.pc} = 224$ kgf/cm² :

$$\frac{\sigma_{b.pc}}{R_0} = 224/400 = 0{,}56 < 0{,}65$$

(la valeur de $\sigma_{b.pc}/R_0$ peut aller jusqu'à 0,65, car la charge fait diminuer $\sigma_{b.pc}$).

Ceci fait, calculons les autres pertes de précontrainte :

par fluage rapide du béton avec $\sigma_{b.pc}/R_0 = 0{,}56 < a = 0{,}6$ (voir formule (III.21)) :

$$\sigma_6 = 500 \frac{\sigma_{b.pc}}{R_0} 0{,}85 = 500 \times 0{,}56 \times 0{,}85 = 280 \text{ kgf/cm}^2.$$

Les pertes instantanées s'évaluent donc à $\sigma_{p1} = \sigma_{p1-5} + \sigma_6 = 2130 + 280 = 2410$ kgf/cm² :

par retrait du béton (Tableau III.2)

$$\sigma_7 = 400 \text{ kgf/cm}^2;$$

par fluage différé du béton, en prenant $\sigma_{b.pc}/R_0 = 0{,}56$, en appliquant la formule (III.22) et en introduisant le coefficient 0,85 (béton traité par la chaleur) :

$$\sigma_9 = 2000 \frac{\sigma_{b.pc}}{R_0} 0{,}85 = 2000 \times 0{,}56 \times 0{,}85 = 950 \text{ kgf/cm}^2.$$

Les pertes différées s'évaluent à $\sigma_{p2} = \sigma_7 + \sigma_9 = 400 + 950 = 1350$ kgf/cm².

Les pertes totales sont égales à

$$\sigma_p = \sigma_{p1} + \sigma_{p2} = 2410 + 1350 = 3760 \text{ kgf/cm}^2.$$

Calculons la précontrainte de l'acier après déduction des pertes totales :

$$\sigma_0 = 11\,000 - 3760 = 7240 \text{ kgf/cm}^2.$$

Le coefficient de précision de la mise en tension des armatures de précontrainte se calcule d'après la formule (III.24) en prenant $\Delta m_{mt} = 0{,}1$ (mise en tension mécanique) :

$$m_{mt} = 1 - \Delta m_{mt} = 1 - 0{,}1 = 0{,}9.$$

Calculons la force de précontrainte en tenant compte des pertes totales et du coefficient de précision:

$$N_0 = F_{pc} m_{mt} \sigma_0 = 11{,}3 \times 0{,}9 \times 7240 = 73\,500 \text{ kgf}.$$

Pour le béton M 500 on trouve dans l'Annexe III

$$R_{trII} = 20 \text{ kgf/cm}^2.$$

L'effort subi par la section avant la formation des fissures est égal, en vertu de la formule (V.27), à

$$N_f = R_{trII} (F_b + 2nF_{pc}) + N_0 = 20\,(384 + 2 \times 5{,}6 \times 11{,}3) + \\ + 73\,500 = 83\,700 \text{ kgf} = 83{,}7 \text{ tf}.$$

On a donc $N_f < N$, car $83{,}7 < 113$; cela veut dire que le calcul à l'ouverture et à la non-réouverture des fissures doit obligatoirement être fait.

Cherchons l'ouverture des fissures de courte durée provenant de la charge caractéristique totale

$$N^c = 20 + 40 + 25 = 85 \text{ tf}.$$

D'après la formule (V.28)

$$\sigma_a = \frac{N^c - N_0}{F_{pc}} = \frac{85\,000 - 73\,500}{11{,}3} = 1020 \text{ kgf/cm}^2.$$

D'après la formule (V.13)

$$a_f = k \cdot c_d \cdot \eta \frac{\sigma_a}{E_a} 20\,(3{,}5 - 100\mu) \sqrt[3]{d} = \\ = 1{,}2 \times 1 \times 1{,}2 \frac{1020}{1{,}8 \cdot 10^6} 20\,(3{,}5 - 100 \times 0{,}0294) \sqrt[3]{15} = \\ = 0{,}023 \text{ mm} < 0{,}15 \text{ mm}.$$

Faisons maintenant le calcul à la non-réouverture des fissures. Dans le cas étudié le plus grand danger est le dépassement de σ_0, aussi mettrons-nous

$$m_{mt} = 1 + \Delta m_{mt} = 1 + 0{,}1 = 1{,}1$$

et

$$\sigma_0 = 7240 \times 1{,}1 = 7960 \text{ kgf/cm}^2.$$

Vérifions la condition (V.29) en posant $k = 0{,}65$ (les armatures étant constituées par des fils d'acier):

$$\sigma_0 + \sigma_a \leqslant kR_{aII}; \; 7960 + 1020 \leqslant \\ \leqslant 0{,}65 \times 16\,500; \; 8980 < 10\,720;$$

la condition est vérifiée.

Vérifions maintenant les contraintes de compression dans le béton engendrées par les charges permanentes et les surcharges en longue durée :

$$\sigma_b = \frac{(N^c_{\text{permanente}} + N^c_{\text{ld}}) - N_0}{F_{\text{éq}}} = \frac{(40\,000 + 20\,000) - 73\,500}{447} =$$

$$= -30{,}2 \text{ kgf/cm}^2.$$

Autrement dit, le béton conserve des contraintes de compression supérieures à 10 kgf/cm² qui préviennent toute réouverture des fissures.

CHAPITRE VI

PIÈCES EN BÉTON ARMÉ CHARGÉES EN FLEXION SIMPLE

§ VI.1. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

Dans les structures en béton armé, les pièces simplement fléchies les plus courantes sont les dalles et les poutres. On appelle *dalle* (ou *hourdis*) une pièce plane continue dont l'épaisseur h_d est très inférieure à la longueur l_d et à la largeur b_d. La poutre est une pièce élancée dont la longueur l est très supérieure aux dimensions transversales h, b. Les dalles et les poutres servent à composer des structures variées, le plus souvent des planchers et des toitures planes,

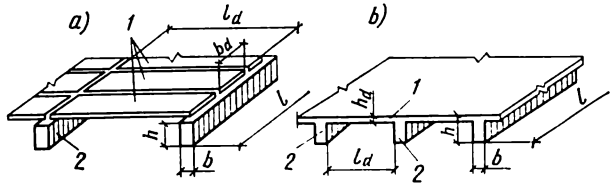


FIG. VI.1. Planchers en béton armé constitués par des éléments préfabriqués (*a*) ou coulés in situ (*b*) :
1, dalles ; *2*, poutres

constitués d'éléments préfabriqués, coulés in situ ou fabriqués par une combinaison de ces deux procédés (fig. VI.1).

Les dalles et les poutres peuvent être à simple travée ou à travées multiples.

Coulées in situ, les dalles ont une épaisseur de 60 à 100 mm. Quant aux dalles préfabriquées, elles possèdent la plus petite épaisseur compatible avec les conditions d'utilisation.

On voit sur la figure VI.2, *a* une dalle à simple travée reposant sur ses deux côtés opposés, et sur la figure VI.2, *b* une dalle à travées multiples coulée in situ et reposant sur une rangée d'appuis parallèles. De telles dalles se déforment en charge à la façon d'une structure composée de poutres, à condition que la valeur de la charge reste inchangée dans la direction perpendiculaire à la travée.

Les dalles sont ferraillées avec des treillis soudés (voir § II.3) dont les armatures principales sont orientées parallèlement à la travée et reportent les tractions qui se manifestent en charge, conformément au diagramme des moments fléchissants (fig. VI.2).

On prévoit donc un ferraillage inférieur en travée et un ferraillage supérieur de renforcement au droit des appuis intermédiaires. Les treillis des dalles à travées multiples peuvent être continus (fig. VI.2, *b*) ou composés (fig. VI, 2, *c*).

Les barres principales, de 3 à 10 mm de diamètre, sont espacées de 100 à 200 mm et protégées par un enrobage d'au moins 10 mm. Dans des dalles très épaisses (plus de 100 mm), l'épaisseur d'enrobage ne doit pas être inférieure à 15 mm.

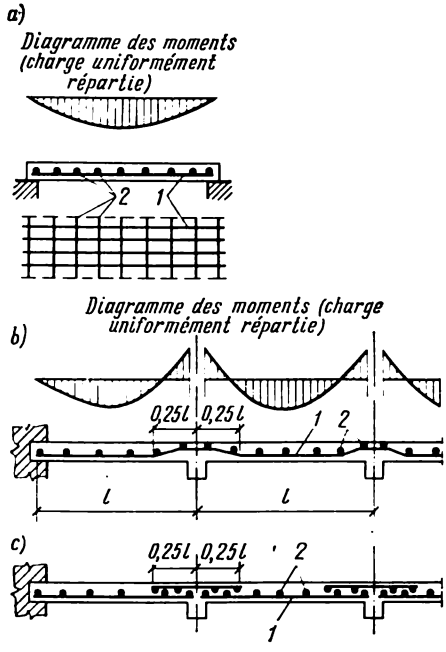


FIG. VI.2. Ferraillage des dalles:
a, dalle à simple travée; *b*, dalle à travées multiples à ferraillage continu; *c*, idem, à ferraillage composé; *1*, barres principales; *2*, barres de répartition

Les armatures transversales (de répartition) servent à maintenir l'espacement prévu des barres principales, à diminuer les déformations provoquées par les variations de la température et le retrait et à répartir les charges locales sur une surface plus étendue. Elles ont un diamètre moins grand que les armatures principales. Leur section totale doit être non inférieure à 1/10 de la section des armatures principales au droit du moment fléchissant maximal. Les armatures transversales sont espacées de 250 à 300mm, exceptionnellement de 350 mm.

Les barres longitudinales sont ancrées sur les appuis extrêmes libres (non encastrés) comme il a été montré sur la figure III.2, *a*.

Il y a des cas où les dalles reçoivent un ferraillage de barres isolées assemblées en grilles par ligatures manuelles: ce sont les cas où un treillis soudé standard ne peut être utilisé (contour sinueux de la dalle, nombreux trous et ouvertures, etc.).

Les poutres en béton armé peuvent avoir une section rectangulaire, en T, en double T, une section trapézoïdale (fig. VI.3).

La hauteur *h* d'une poutre est comprise entre 1/10 et 1/20 de la portée, en fonction du type d la structure et du cas de charge. Dans le but d'unification, on choisit une hauteur multiple de 50 mm si elle ne dépasse pas 600 mm et multiple de 100 mm si elle est plus grande que 600 mm.

La largeur de la section rectangulaire *b* d'une poutre (largeur de profil) est choisie entre 1/4 et 1/2 de sa hauteur *h*, à savoir: 100 —

— 120 — 150 — 200 — 220 — 250 mm, ensuite de 50 mm en 50 mm. Il y a intérêt à prendre b aussi petit que possible, afin de réduire la dépense de béton.

Les armatures longitudinales sont disposées dans la section de la poutre en simple ou en double file, de façon à laisser des espaces

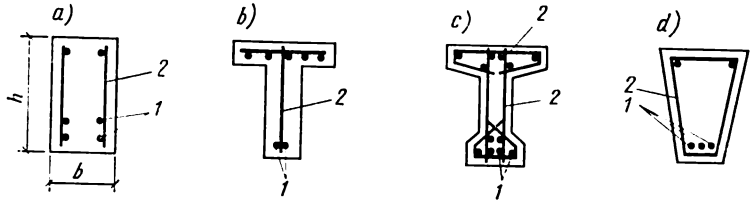


FIG. VI.3. Formes de section et variantes de ferraillage des poutres:
a, section rectangulaire; *b*, section en T; *c*, section en double T; *d*, section trapézoïdale; *1*, armatures longitudinales; *2*, armatures transversales

libres suffisants pour un bétonnage correct (sans vides ni cavités). Les valeurs des espaces libres et des épaisseurs d'enrobage à prévoir sont indiquées sur la figure VI.4.

Les armatures longitudinales des poutres et des dalles sont disposées conformément aux diagrammes des moments fléchissants dans

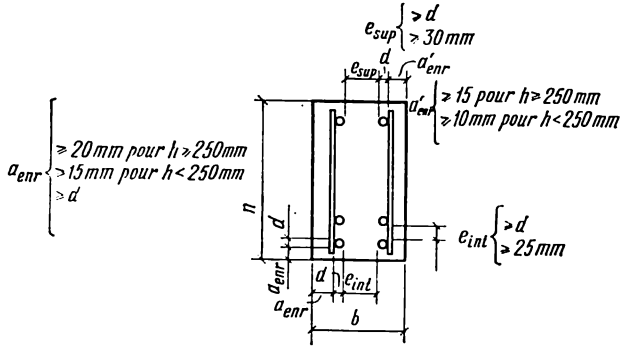


FIG. VI.4. Disposition des armatures dans la section d'une poutre:
a_{enr}, épaisseur d'enrobage des armatures principales; a'_{enr}, épaisseur d'enrobage des armatures de montage; d, diamètre de la barre longitudinale la plus épaisse; e_{inf}, espacement des armatures longitudinales inférieures (au moment du bétonnage); e_{sup}, espacement des armatures supérieures (au moment du bétonnage)

les zones tendues, afin de reporter les tractions longitudinales qui se manifestent en charge dans la structure fléchie. Ce sont des barres à haute adhérence (moins souvent des ronds lisses) de 12 à 32 mm de diamètre.

En plus des moments fléchissants, la poutre en béton armé est exposée à des efforts tranchants qui doivent être repris par des arma-

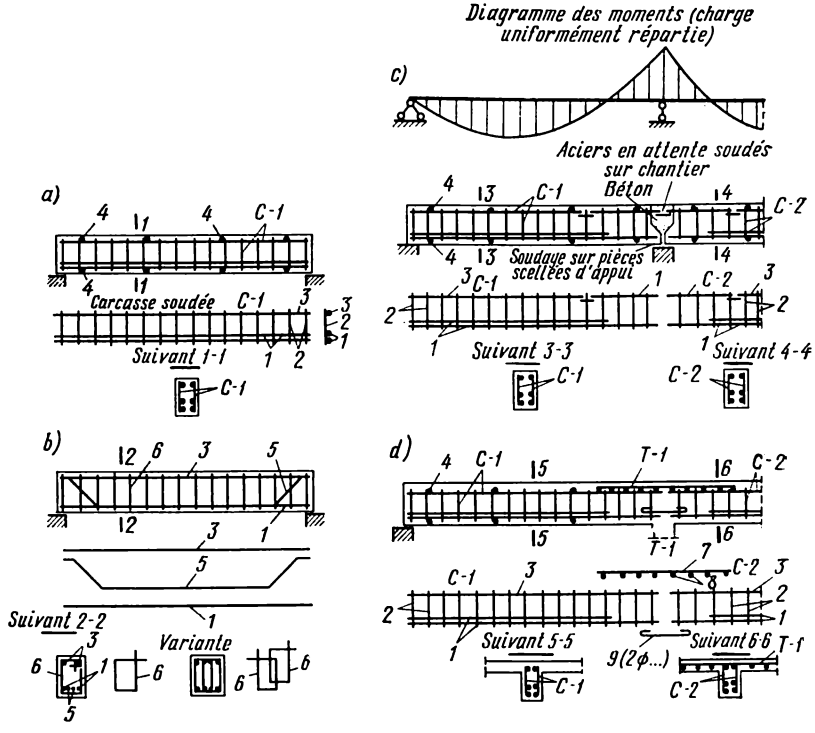


FIG. VI.5. Variantes du ferraillage des poutres:

a, poutre à simple travée armée de carcasses soudées; *b*, idem, avec carcasses ligaturées; *c*, poutre préfabriquée à travées multiples de section rectangulaire; *d*, poutre coulée en place à travées multiples de section en T; *1*, barres longitudinales principales; *2*, barres transversales des carcasses; *3*, barres longitudinales de montage; *4*, barres transversales de raccordement; *5*, barres principales relevées; *6*, cadres des carcasses ligaturées; *7*, barres principales des treillis sur appui; *8*, barres de répartition des treillis sur appui; *9*, barres de raccordement (deux barres de diamètre non inférieur à 10 mm ni au demi-diamètre des barres de raccordement inférieures)

tures transversales. La proportion des armatures transversales est déterminée par le calcul et par les dispositions constructives.

Les armatures longitudinales et transversales sont réunies en carcasses, soudées (voir § II.3) ou ligaturées (à défaut de soudeuses). Moins résistantes, exigeant beaucoup de travail manuel, les carcasses ligaturées ne sont admises qu'à titre d'exception, dans les cas où les conditions locales s'opposent à l'emploi des carcasses soudées.

Les carcasses soudées planes (nappes) sont assemblées entre elles par des barres transversales horizontales espacées de 1 à 1,5 m, de façon à former des carcasses tridimensionnelles (cages).

Quelques schémas de ferraillage des poutres à simple travée avec des carcasses soudées sont montrés sur la figure VI.5, *a*. Si l'on est obligé d'employer des carcasses ligaturées (fig. VI.5, *b*), on met des cadres *fermés* dans les poutres de section rectangulaire et

des cadres *ouverts* sur le haut dans les poutres en T où l'arête de la section est liée des deux côtés à un hourdis continu. Une poutre large de plus de 35 cm reçoit des cadres à branches multiples. Les cadres des carcasses ligaturées doivent avoir un diamètre non inférieur à 6 mm si la hauteur de la poutre est de 800 mm au plus, et un diamètre non inférieur à 8 mm si la poutre est plus haute.

Les calculs et les dispositions constructives définissent l'écartement longitudinal des aciers ou cadres transversaux : non supérieur à $h/2$ ni à 150 mm pour $h \leqslant 450$ mm et non supérieur à $h/3$ ni à 500 mm pour $h > 450$ mm. Cette exigence est applicable à la portion de la poutre voisine de l'appui, longue de 1/4 de la portée de la pièce si la charge est répartie uniformément, et à la partie de la poutre entre l'appui et la masse pesante la plus proche si les charges sont localisées. Dans les autres parties de la pièce de $h > 300$ mm l'écartement des armatures transversales (cadres) peut être plus grand, sans dépasser toutefois 3/4 de h ni 500 mm.

Si la hauteur de la poutre dépasse 150 mm, les armatures transversales (cadres) doivent être prévues même si cela n'est pas exigé par le calcul.

Une poutre dont la hauteur dépasse 700 mm reçoit des barres longitudinales supplémentaires disposées près des faces latérales de la section et espacées de 400 mm au maximum dans le sens de la hauteur. Concurrement avec les armatures transversales, ces barres s'opposent à l'ouverture des fissures obliques sur les faces latérales de la poutre.

Pour maintenir en place toutes les armatures de la poutre au cours de la coulée, on prévoit des barres longitudinales de montage de 10 ou 12 mm de diamètre placées dans la partie supérieure de la poutre. Dans une poutre préfabriquée, ces barres peuvent être calculées de façon à reporter une partie des charges pendant la manutention et le montage.

Quelquefois on prévoit des barres inclinées, au lieu ou en plus des barres transversales. Elles sont plus efficaces que les barres transversales, car elles correspondent mieux aux directions des contraintes de traction principales dans la poutre. Or, les barres transversales sont plus faciles à poser, donc préférables. Les barres inclinées sont généralement orientées sous 45° par rapport aux armatures longitudinales. Dans une poutre très haute (plus de 800 mm) cette inclinaison peut atteindre 60°; si la poutre est basse ou si les charges sont concentrées, l'inclinaison peut être diminuée jusqu'à 30°.

Lorsque le ferraillage de la poutre est constitué par une carcasse ligaturée (en acier des classes A-I ou A-II), il est rationnel de *relever* certaines barres principales longitudinales (fig.VI.5, *b*) afin de réduire la dépense d'acier et d'améliorer les qualités mécaniques de la carcasse. Les parties relevées des barres lisses sont terminées par des crochets.

Une poutre préfabriquée à travées multiples est constituée de plusieurs pièces à simple travée armées de carcasses soudées

(fig. VI.5, *c*). Les places et les dimensions des armatures principales des carcasses sont déterminées d'après le diagramme des moments fléchissants, comme pour un système continu (non composé). Dans les joints disposés à l'aplomb des appuis intermédiaires, les aciers supérieurs en attente sont aboutés à la soudure par bain de fusion au cours du montage à l'aide des cales de montage tandis que les aciers inférieurs sont fixés par soudure sur des pièces d'appui scellées prévues à cet effet dans les éléments préfabriqués. Les travaux de soudage étant terminés, le joint est scellé (rempli de béton).

Une poutre de section en T à travées multiples coulée in situ et armée en travée par une carcasse soudée est renforcée à l'aide de treillis soudés posés au droit des appuis intermédiaires (fig. VI.5, *d*). Les barres principales des treillis sont orientées le long de la travée, afin de reprendre les tractions dans la zone tendue au-dessus de l'appui qui se manifestent en ces points dans les systèmes à travées multiples.

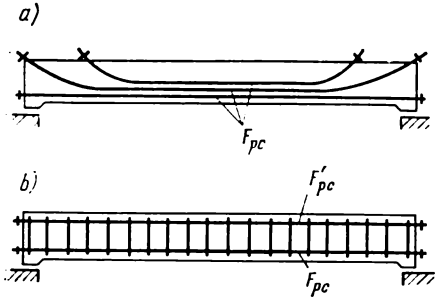


FIG. VI. 6. Schémas de ferraillage des poutres en béton précontraint:
a, avec des armatures de précontrainte courbes: *b*, avec des armatures de précontrainte droites

Dans une pièce simplement fléchie en béton précontraint, les armatures sont disposées conformément aux diagrammes des moments fléchissants et des efforts tranchants développés sous la charge. Ce sont les armatures de précontrainte courbes (fig. VI. 6, *a*) qui correspondent le mieux aux trajectoires des contraintes de traction principales et sont donc plus rationnelles que les armatures droites (fig. VI.6, *b*); or, elles sont moins faciles à poser. Avec les armatures droites, le ferraillage F_{pc} encaissant en charge les efforts dans la zone tendue est complété par un deuxième ferraillage F'_{pc} posé contre la face opposée de la poutre à raison de 0,15 à 0,25 F_{pc}. Une telle solution s'avère rationnelle pour les pièces de forte hauteur où l'effort de précontrainte se situe en dehors du noyau central et risque de provoquer des fissures dans cette zone au cours de la fabrication de la pièce. Quant aux dalles, elles sont généralement dotées d'un simple ferraillage F'_{pc}.

La forme de section la plus avantageuse d'une pièce simplement fléchie en béton précontraint est à double T (fig. VI.3, *c*) ou (si l'âme est épaisse) à simple T (fig. VI.3, *b*). La partie comprimée de la section (appelée respectivement membrure ou hourdis) est calculée pour résister à la résultante du couple de forces interne engendré par le moment fléchissant en charge, et la membrure inférieure tendue de la section à double T, pour contenir les armatures

travaillant en traction et assurer la résistance suffisante de cette partie de la section au cours de la précontrainte réalisée par la mise en tension des aciers.

Les armatures de précontrainte sont disposées dans les zones tendues des sections comme il est montré sur la figure VI.7. L'épaisseur

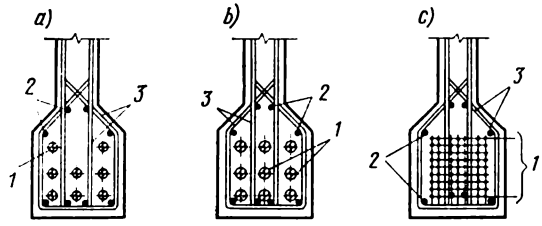


FIG. VI.7. Disposition des armatures dans la zone tendue de la section d'une poutre précontrainte:

a, ferraillage avec des barres à haute adhérence; *b*, ferraillage avec des câbles posés dans les canaux; *c*, ferraillage avec des fils de haute résistance; *1*, armatures de précontrainte; *2*, armatures longitudinales ordinaires; *3*, armatures transversales

d'enrobage et la distance entre barres et câbles tendus sur culées sont à choisir conformément à la figure VI.4. Si les armatures sont tendues sur le béton durci, la distance entre la surface de la pièce

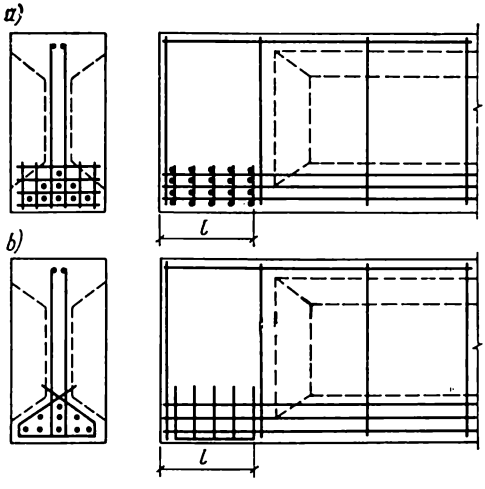


FIG. VI.8. Renforcement de la zone d'about d'une poutre en béton précontraint:

a, avec treillis soudés transversaux; *b*, avec cadres ou treillis soudés entourant les armatures longitudinales

et celle du canal sera non inférieure à 40 mm ni à la largeur ou à la mi-hauteur du canal.

Dans une poutre précontrainte, ce sont les zones d'about (adjacentes aux appuis) qui revêtent une importance capitale. S'il n'y a pas d'armatures de précontrainte relevées aux appuis, on est obligé

ou bien de poser des armatures transversales de précontrainte, ou bien d'élargir la section de la poutre près de l'appui tout en la renforçant avec des armatures transversales ordinaires supplémentaires dont le nombre sera choisi de façon à résister à un effort non inférieur à 0,2 fois l'effort dans les armatures de précontrainte longitudinales de la zone inférieure de la section sur appui, ce dernier effort étant déterminé par le calcul de résistance (de sorte que $R_a F_{tr} \geqslant 0{,}2 R_a F_{pc}$). Les barres transversales doivent être solidement ancrées à leurs extrémités en les soudant sur des pièces scellées.

Des treillis supplémentaires de renforcement ou des cadres espacés de 5 à 10 cm sont à prévoir aux bouts de la pièce précontrainte à armatures non ancrées, ou dans les zones d'ancrage, c'est-à-dire là où le béton subit des efforts concentrés très significatifs qui risquent de faire naître des contraintes locales excessives et d'occasionner la rupture du béton (fig. VI.8). La longueur l de la partie renforcée est égale au double de la longueur de l'appareil d'ancrage ; à défaut des appareils d'ancrage, on prend $l \leqslant 0{,}6 l_{t.c}$ ou $l \leqslant 20$ cm.

§ VI.2. ÉTAT DE CONTRAINTE ET DE DÉFORMATION D'UNE PIÈCE CHARGÉE EN FLEXION SIMPLE

Soit une poutre en béton armé à simple travée reposant librement sur deux appuis et chargée par deux efforts concentrés symétriques. La partie de la poutre comprise entre les points d'application des efforts travaille en flexion simple n'étant exposée qu'à un moment

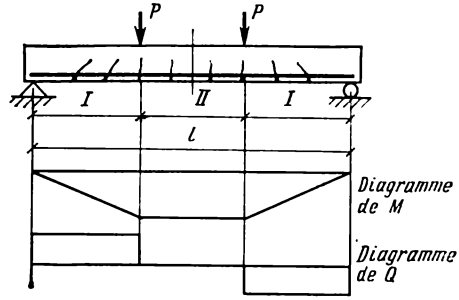


FIG. VI.9. Travail en flexion d'une pièce en béton armé :
I, zone d'action de M et Q ; *II*, zone d'action de M seul

fléchissant M à l'exception de tout effort tranchant (fig. VI.9). A un certain stade de travail de la poutre, le béton tendu de cette partie présente des *fissures normales*, c'est-à-dire perpendiculaires à l'axe longitudinal de la poutre. Les parties de la poutre comprises entre l'appui et le point d'application de l'effort sont exposées à la fois à un moment fléchissant M et à un effort tranchant Q. On voit se former, dans ces parties, des *fissures obliques*.

En fonction de la quantité d'armatures dans la zone tendue, on distingue deux cas de ruine de la pièce:

Premier cas. Ruine en mode non fragile: la limite d'élasticité (apparente ou conventionnelle) est atteinte dans l'acier tendu, et la limite de rupture en compression est atteinte dans le béton.

Deuxième cas. Ruine en mode fragile (pièce « surferraillée »): la limite de rupture est atteinte dans le béton, tandis que la contrainte dans l'acier n'a pas atteint la limite d'élasticité.

Conformément au principe de Loleit [1]), les Normes en vigueur en U.R.S.S. mettent en garde le projeteur contre le surferraillage, car une pièce présentant une proportion d'armatures excessive rompt

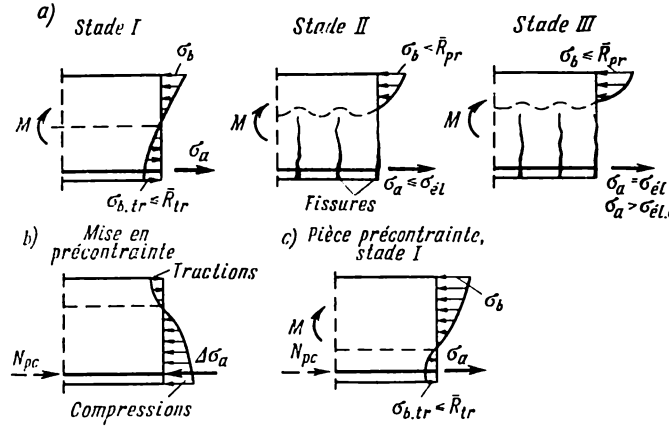


FIG. VI.10. Stades de l'état de contrainte suivant les sections normales de la poutre dans la zone de flexion simple:

a, pièce non précontrainte; *b*, stade de mise en précontrainte; *c*, stade *I* de la pièce précontrainte

brusquement sans utiliser complètement la résistance de l'acier travaillant en traction.

De nombreuses expériences ont montré qu'une poutre en béton armé non précontraint conforme au principe de Loleit présente dans ses parties exposées à la flexion simple, au cours de la croissance progressive de la charge appliquée, trois stades consécutifs d'état de contrainte suivant les sections normales (fig. VI.10, *a*).

Stade I. Phase initiale de mise en charge, avant l'apparition des fissures dans la zone tendue du béton. L'acier et le béton s'allongent ensemble grâce à l'adhérence. En fin du stade I le diagramme des contraintes dans le béton tendu $\sigma_{b.tr}$ devient incurvé, car la relation entre la contrainte et l'allongement relatif cesse d'être linéaire. La plus grande ordonnée devient égale à la charge de rupture du béton

[1]) Arthur Loleit (1868-1933), ingénieur et chercheur russe soviétique, un des fondateurs de la théorie moderne du béton armé.

en traction ($\overline{R}_{tr}$ sur la figure VI.10, *a*). Dans la zone tendue le diagramme des contraintes σ_b présente un aspect sensiblement triangulaire. Vers la fin de ce stade la pièce est prête à se fissurer. La résistance à la fissuration d'une pièce non précontrainte étant faible, la fin du stade I correspond à des valeurs assez basses des charges.

Stade II. La pièce présente des fissures dans le béton tendu. Dans les sections fissurées de la pièce les efforts de traction sont reportés désormais par les armatures. Dans les zones comprises entre deux fissures voisines, le béton continue à résister à la traction grâce à son adhérence avec l'acier, ce qui fait que les contraintes dans les armatures y sont un peu moins grandes (voir fig. V.3). L'axe neutre de la section occupe donc une position variable suivant la longueur de la poutre (voir fig. II.4). Les contraintes dans le béton comprimé σ_b deviennent très élevées en ce stade; leur diagramme devient incurvé en raison des propriétés anélastiques du béton. Or, la contrainte dans la zone comprimée n'atteint pas encore la valeur de la charge de rupture en compression du béton $\overline{R}_{pr}$ (voir fig. VI.10, *a*).

Entre deux fissures, le béton subit l'action locale des compressions qui se manifestent dans les sections au-dessus des fissures. C'est la raison pour laquelle les contraintes sont variables dans le béton compris entre deux fissures voisines, étant légèrement moins grandes à mi-distance entre les fissures.

La fin du stade II est marquée par les premières déformations non élastiques visibles de l'acier qui correspondent à la limite d'élasticité.

Stade III. C'est la phase ultime de résistance de la pièce aux charges appliquées. La contrainte dans l'acier σ_a devient égale à la limite d'élasticité apparente $\sigma_{él}$ ou conventionnelle $\sigma_{él.c}$ (voir fig. VI. 10, *a*). La charge devenant encore plus grande, les contraintes dans les armatures cessent de croître si l'acier présente un palier d'écoulement (l'acier s'allonge sensiblement sans augmentation de la contrainte) ou croissent lentement si l'acier n'a pas de palier. Les ordonnées du diagramme en zone comprimée augmentent légèrement et la hauteur de la zone comprimée devient plus petite, ce qui allonge le bras de levier du couple de forces interne. La rupture de la pièce survient par déficience du béton de la zone comprimée au moment où la contrainte du béton σ_b devient égale à sa charge de rupture en compression $\overline{R}_{pr}$ (rupture en mode non fragile, cas 1). Si la pièce est surferraillée, elle rompt par déficience du béton comprimé sans que les contraintes de traction dans l'acier atteignent la limite d'élasticité (rupture en mode fragile, cas 2).

Considérons à présent une pièce précontrainte. Avant l'application de la charge de service, les zones du béton destinées à supporter des tractions se trouvent fortement comprimées par l'effort de précontrainte excentré N_0. Quant aux zones qui seront comprimées en service, elles présentent généralement un petit domaine où règnent des tractions (fig. VI.10, *b*).

Au stade de mise en précontrainte le diagramme des contraintes dans le béton n'est pas rectiligne, car les contraintes créées dans la pièce sont assez fortes.

En service, il se produit d'abord l'annulation de la précontrainte (fig. VI.10, *b*), puis la pièce travaille dans les conditions du stade I décrit ci-dessus (fig. VI.10, *c*).

La résistance à la fissuration de la pièce précontrainte est nettement améliorée, grâce aux fortes compressions que l'on arrive à créer dans le béton par la précontrainte. De ce fait, le stade I de son état de contrainte (séjour en charge sans fissuration) est sensiblement prolongé. En fin du stade I la pièce en béton précontraint présente un diagramme (fig. VI.10, *c*) analogue à celui d'une pièce non précontrainte (voir fig. VI.10, *a*), à ceci près que la zone tendue y est moins prononcée.

Comparé au diagramme de la mise en précontrainte (fig. VI.10, *b*), le diagramme des contraintes dans la pièce en stade I (fig. VI.10, *c*) se trouve inversé tant en signe qu'en valeur des tractions et des compressions.

Jusqu'à la fin du stade I (limite de fissuration), la pièce précontrainte se déforme à peu près comme une pièce élastique.

Aux stades II et III, les pièces précontraintes et non précontraintes se comportent de façon similaire. Il est à noter que la précontrainte se trouve peu utile, dans bien des cas attestés par voie expérimentale, pour améliorer la résistance mécanique de la pièce suivant les sections normales dans la zone de flexion simple.

Les états de contrainte décrits plus haut sont pris en considération lors du calcul des pièces en béton armé. Tant qu'il n'y a pas de fissures, on considère que la pièce se déforme en mode élastique. Le moment de fissuration d'une pièce précontrainte est calculé d'après la phase finale du stade I. Les flèches et l'ouverture des fissures sont calculées suivant les stades I et II pour des phases intermédiaires de mise en charge, en fonction de la catégorie exigée de résistance à la fissuration. La capacité portante de la pièce et sa résistance mécanique suivant les sections normales sont déterminées d'après la phase terminale du stade III.

Dans les zones exposées à un moment fléchissant et à un effort tranchant à la fois (fig. VI.9), la ruine de la poutre peut survenir suivant les sections obliques, selon l'un des deux modes suivants.

Mode I. La charge accrue surmonte la résistance des armatures et entraîne une rotation relative des deux parties de la poutre autour d'un axe situé en zone comprimée sur le prolongement d'une fissure oblique. L'ouverture progressive et la propagation de la fissure oblique provoquent le rétrécissement, puis la rupture de la zone comprimée (fig. VI.11, *a*). Ce mode de rupture est analogue à la rupture suivant les sections normales.

Mode II. La ruine de la zone comprimée est provoquée par les effets cumulés des contraintes de compression et de l'effort tranchant (fig. VI.11, *b*). Ce cas est observé quand la pièce possède une arma-

ture longitudinale robuste et solidement ancrée qui se déforme mais reste élastique.

On prend en considération le mode de rupture suivant une section oblique en calculant la capacité portante des pièces fléchies suivant les sections obliques.

Les particularités décrites de l'état de contrainte et de déformation des pièces fléchies en béton armé sont mises à la base de la théo-

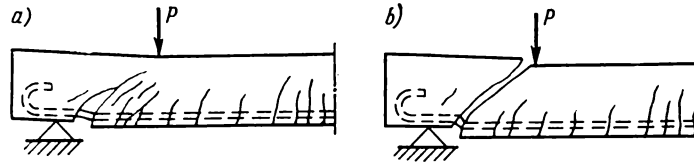


FIG. VI.11. Modes de ruine d'une poutre suivant les sections obliques: *a*, mode *I*; *b*, mode *II*

rie moderne du calcul des structures en béton armé. Elles ont été mises en évidence par une longue série d'expériences et de travaux théoriques. Dans notre pays ces travaux ont été commencés par A. Loleit et poursuivis sous la direction générale du professeur A. Gvozdev.

§ VI.3. CALCUL DE RÉSISTANCE SUIVANT LES SECTIONS NORMALES

Pièce de profil symétrique quelconque

Considérons une pièce sur la fig VI. 12 sollicitée en flexion simple. On admet, dans le schéma des efforts, que la pièce subit un moment

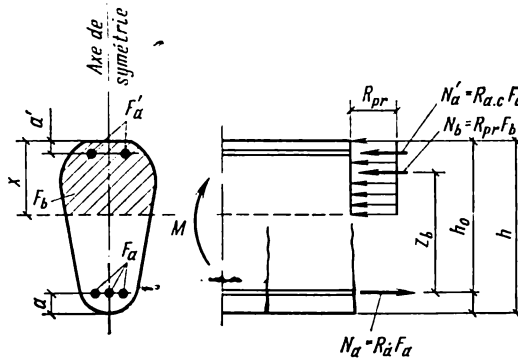


FIG. VI.12. Schéma des efforts adopté au calcul de résistance de la pièce fléchie suivant une section normale

fléchissant M défini par les valeurs de calcul des charges, tandis que les efforts développés dans l'acier et le béton sont déterminés en prenant des contraintes égales aux résistances de calcul

Dans la zone comprimée du béton, le diagramme des contraintes curviligne est remplacé pour plus de simplicité par un diagramme rectangulaire, ce qui n'affecte pas trop les résultats des calculs. Quant à la contrainte dans le béton, on admet qu'elle est la même dans toute la zone comprimée et égale à la résistance de calcul à la compression sur prisme R_{pr}.

La pièce peut avoir une section de forme quelconque, à condition qu'elle soit symétrique par rapport à un axe situé dans le plan des forces de flexion. Dans la zone tendue de la section de la pièce est située une armature de section F_a présentant une résistance égale à la résistance de calcul en traction R_a. La zone comprimée peut aussi comporter une armature de section F'_a présentant une résistance égale à la résistance de calcul en compression $R_{a.c}$.

Les notations employées sur la figure VI.12 sont les suivantes: a, distance entre la résultante des efforts dans l'armature F_a et le bord tendu de la section; a', distance entre la résultante des efforts dans l'armature F'_a et le bord comprimé de la section; h_0, la hauteur de section théorique; F_b, section de la zone comprimée du béton; z_b, distance entre le centre de gravité de la zone comprimée du béton et la résultante des efforts dans toute l'armature tendue.

Les résultantes des efforts dans l'acier et le béton sont égales à

$$N_a = R_a F_a;\ N_b = R_{pr} F_b;\ N'_a = R_{a.c} F'_a. \qquad \text{(VI.1)}$$

On sait que la somme des projections de tous les efforts normaux sur l'axe de la pièce est égale à zéro

$$R_a F_a - R_{pr} F_b - R_{a.c} F'_a = 0; \qquad \text{(VI.2)}$$

cette condition permet de déterminer la section du béton en zone comprimée F_b, d'où l'on déduit la hauteur de cette zone x (fig. VI.12).

On considère que la pièce est suffisamment résistante si le moment fléchissant extérieur de calcul ne dépasse pas la capacité portante calculée de la pièce égale au moment des forces internes pris avec le signe opposé. Les moments étant calculés par rapport à un axe normal au plan d'action du moment fléchissant et passant par le point d'application de la résultante des efforts dans l'armature tendue F_a, la condition de résistance suffisante est exprimée par l'inégalité

$$M \leqslant R_{pr} F_b z_b + R_{a.c} F'_a (h_0 - a'). \qquad \text{(VI.3)}$$

Si l'armature est fabriquée en acier de haute résistance, la valeur de R_a intervenant dans les formules (VI.1), (VI.2) et trouvée dans les Annexes VI, VII doit être majorée en la multipliant par un coefficient de comportement

$$m_{a4} = \overline{m}_{a4} - (\overline{m}_{a4} - 1)\frac{\xi}{\xi_R}, \qquad \text{(VI.4)}$$

où $\overline{m}_{a4}$ = 1,2 pour les armatures A-IV et Ат-IV, 1,15 pour les armatures A-V, Ат-V, B-II, Bp-II et K-7 et 1,1 pour les armatures Ат-VI;

ξ est la hauteur relative de la zone comprimée égale à x/h_0, où x est calculé sans faire intervenir m_{a4}.

Pour les pièces fléchies, il est recommandé de prendre $x \leqslant \xi_R h_0$, afin d'éviter la rupture en mode fragile (voir § VI.2).

La valeur limite de la hauteur relative de la zone comprimée des sections rectangulaires, en T et en double T est cherchée à l'aide de la formule

$$\xi_R = \frac{\xi_0}{1 + \frac{\sigma_A}{4000}\left(1 - \frac{\xi_0}{1,1}\right)}, \qquad \text{(VI.5)}$$

où ξ_0 est la caractéristique de la zone comprimée du béton calculée par la formule

$$\xi_0 = 0,85 - 0,0008 R_{pr}; \qquad \text{(VI.6)}$$

σ_A est la contrainte conventionnelle dans l'acier. Pour les armatures en acier à limite d'élasticité conventionnelle (classe A-IV et au-dessus), fils de classe B-II, Bp-II, câbles droits on a

$$\sigma_A = R_a + 4000 - \sigma_0, \qquad \text{(VI.7)}$$

où σ_0 est la contrainte dans l'acier créée par la mise en précontrainte ; R_a est la résistance de calcul à la traction de l'acier, déterminée sans tenir compte de m_{a4} mais en faisant intervenir les autres coefficients m_a ;

pour les armatures ordinaires (sans précontrainte) des classes A-I, A-II, A-III, B-I, Bp-I on a

$$\sigma_a = R_a. \qquad \text{(VI.7a)}$$

En utilisant un béton présentant le coefficient de comportement $m_{b1} = 0,85$ (voir § III.1), on prend 5000 au lieu de 4000 dans la formule (VI.5).

Si l'on a $x > \xi_R h_0$ conformément à (VI.2), il est permis de calculer le moment fléchissant maximal admissible à l'aide de l'inégalité (VI.3) en prenant $x = \xi_R h_0$.

Si la pièce contient des armatures de précontrainte de section F_{pc} dans la zone tendue et de section F'_{pc} dans la zone comprimée, il est nécessaire de prendre en considération l'effort dans l'armature F_{pc} égal à $m_{a4} R_{pc} F_{pc}$ et l'effort dans l'armature F'_{pc} égal à $\sigma'_c F'_{pc}$, où $\sigma'_c = 4000 - m_{mt}\sigma'_0$. La formule citée pour σ'_c est établie en supposant que l'armature F'_{pc} subit des contraintes de compression ; or, au début de la mise en charge de la pièce, cette armature présente des contraintes de traction $m_{mt}\sigma'_0$ (avec un coefficient de précision de la mise en tension $m_{mt} > 1$). Après que les contraintes de traction ont été annulées, l'armature F'_{pc} commence à travailler en compression. Puisque l'acier et le béton se déforment ensemble grâce à l'adhérence, les contraintes de compression maximales s'évaluent à

4000 kgf/cm². Si $m_{mt}\sigma'_0 > 4000$, la valeur de σ'_c est négative, ce qui signifie que l'armature F'_{pc} travaille en traction.

On a donc

$$R_a F_a + m_{a4} R_{pc} F_{pc} - R_{pr} F_b - R_{ac} F'_a - \sigma'_c F'_{pc} = 0, \qquad \text{(VI.2a)}$$

$$M \leqslant R_{pr} F_b z_b + R_{ac} F'_a (h_0 - a') + \sigma'_c F'_{pc} (h_0 - a'_{pc}). \qquad \text{(VI.3a)}$$

Pièce de profil rectangulaire à simple ferraillage

Une pièce de section rectangulaire munie d'une simple nappe d'armatures non précontraintes présente la géométrie suivante (fig. VI.13):

$$F_b = bx; \; z_b = h_0 - 0{,}5x. \qquad \text{(VI.8)}$$

La hauteur de la zone comprimée x est déduite à partir de l'égalité (VI.2) en utilisant l'expression

$$bxR_{pr} = R_a F_a. \qquad \text{(VI.9)}$$

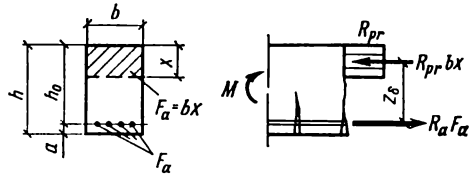


FIG. VI.13. Pièce de section rectangulaire à simple ferraillage. Schéma des efforts adopté au calcul de résistance

La condition de résistance suffisante, compte tenu de (VI.3), s'écrit ainsi:

$$M \leqslant R_{pr} bx (h_0 - 0{,}5x). \qquad \text{(VI.10)}$$

On peut utiliser également l'inégalité suivante dans laquelle les moments sont pris par rapport à un axe passant par le centre de gravité de la zone comprimée:

$$M \leqslant R_a F_a (h_0 - 0{,}5x). \qquad \text{(VI.11)}$$

Les formules (VI.9) et (VI.10) ou (VI.11) sont appliquées ensemble pour

$$x \leqslant \xi_R h_0,$$

où la valeur de ξ_R est calculée par (VI.5).

La proportion d'armatures $\mu = \frac{F_a}{bh_0}$ et le pourcentage d'armatures $\mu \cdot 100$, compte tenu des relations (VI.9) et $\xi = x/h_0$. se présentent sous la forme

$$\mu = \xi \frac{R_{pr}}{R_a}; \quad \mu\,(\%) = 100\xi \frac{R_{pr}}{R_a}. \qquad \text{(VI.12)}$$

On en déduit la quantité maximale admissible d'armatures dans la section rectangulaire en prenant des valeurs limites de ξ_R et en faisant intervenir la condition (VI.5).

Si $x > \xi_R h_0$, on calcule le moment fléchissant à l'aide de la formule (VI.10) ou de la formule (VI.11) en mettant $x = \xi_R h_0$.

En regardant les expressions (VI.10) et (VI.11), on se rend compte que la résistance suffisante de la pièce se trouve garantie pour différentes combinaisons des dimensions de la section de la pièce et des quantités d'armatures dans cette section.

En pratique, la condition de prix optimal des pièces en béton armé impose les valeurs suivantes:

pour les poutres $\mu = 1$ à 2 % et $\xi = 0{,}3$ à $0{,}4$;

pour les dalles $\mu = 0{,}3$ à 0,6 % et $\xi = 0{,}10$ à $0{,}15$.

Les paramètres géométriques b, x, F_a étant donnés et les caractéristiques des matériaux et le moment M étant supposés connus, on procède à la vérification de la résistance de la section: à cet effet on détermine la hauteur de la zone comprimée x à partir de l'expression (VI.9), on s'assure qu'elle satisfait à la condition $x \leqslant \xi_R h_0$, puis on applique les expressions (VI.10) ou (VI.11).

On considère que la section est bien dimensionnée si sa capacité portante, calculée en fonction du moment, est égale ou de 3 à 5 % supérieure au moment extérieur de calcul.

Exemple VI.1. La valeur de calcul du moment fléchissant engendré par les charges permanentes et les surcharges de longue et de courte durée est $M = 7{,}6$ tfm (76 kN·m). La poutre présente une section de dimensions $b = 20$, $h = 40$ cm. Armatures longitudinales constituées par des barres à haute adhérence 4 ∅ 16 mm de classeA -III. Béton lourd de classe M 200 (coefficient de comportement du béton $m_{b1} = 0{,}85$). On demande de vérifier la résistance de la pièce suivant la section normale.

Solution. On trouve dans les Annexes IV, VI et VIII les valeurs de $R_{pr} = 90$ kgf/cm² (9 MPa), $R_a = 3600$ kgf/cm² (360 MPa), $F_a = 8{,}04$ cm².

La hauteur utile de la pièce, avec $a = 3{,}5$ cm, est égale à

$$h_0 = h - a = 40 - 3{,}5 = 36{,}5 \text{ cm}.$$

La hauteur de la zone comprimée (voir (VI.9)) est

$$x = \frac{R_a F_a}{m_{b1} R_{pr} b} = \frac{3600 \times 8{,}04}{0{,}85 \times 90 \times 20} = 18{,}9 \text{ cm}.$$

D'après les formules (VI.6) et (VI.5)

$$\xi_0 = 0{,}85 - 0{,}0008 R_{pr} = 0{,}85 - 0{,}0008 \times 0{,}85 \times 90 = 0{,}79;$$

$$\xi_R = \frac{\xi_0}{1 + \frac{R_a}{5000}\left(1 - \frac{\xi_0}{1{,}1}\right)} = \frac{0{,}79}{1 + \frac{3600}{5000}\left(1 - \frac{0{,}79}{1{,}1}\right)} = 0{,}653.$$

La condition $x \leqslant \xi h_0$ est vérifiée, car

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{18{,}9}{36{,}5} = 0{,}518 < \xi_R = 0{,}653.$$

La capacité portante de la section, conformément à la formule (VI.11), est égale à

$$R_a F_a (h_0 - 0{,}5x) = 3600 \times 8{,}04 (36{,}5 - 0{,}5 \times 18{,}9) =$$
$$= 783\,000 \text{ kgf·cm} = 7{,}83 \text{ tf·m} = 78{,}3 \text{ kN·m},$$

ou de 3 % supérieure à la résistance qui doit être opposée au moment de calcul $M = 7{,}6$ tf·m (76 kN·m). Autrement dit, la pièce présente une bonne résistance suivant la section normale.

Le moment étant donné, on choisit les sections d'après les expressions (VI.9) et (VI.10) ou (VI.11) en y mettant le signe d'égalité.

Dans la pratique, les sections rectangulaires à simple ferraillage sont choisies en se servant d'un tableau de calcul simplifié (voir Tableau VI.1). A cet effet, on met les expressions (VI.9) et (VI.11) sous la forme

$$M = A_0 b h_0^2 R_{pr}, \tag{VI.13}$$

$$F_a = \frac{M}{\eta h_0 R_a}, \tag{VI.14}$$

où

$$A_0 = \frac{x}{h_0}\left(1 - 0{,}5\frac{x}{h_0}\right) = \xi(1 - 0{,}5\xi), \tag{VI.15}$$

$$\eta = \frac{z_b}{h_0} = 1 - 0{,}5\frac{x}{h_0} = 1 - 0{,}5\xi. \tag{VI.16}$$

De l'égalité (VI.13) on déduit l'expression de la hauteur de section utile:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{A_0 b R_{pr}}}. \tag{VI.17}$$

Les coefficients A_0 et η calculés d'après les expressions (VI.15) et (VI.16) sont présentés sous forme d'un tableau (voir Tableau VI.1) qui simplifie grandement les calculs.

La section est dimensionnée dans l'ordre suivant. On se donne d'abord une largeur de profil b et une valeur recommandée de ξ pour laquelle on trouve A_0 dans le Tableau VI.1. Ensuite on calcule par la formule (VI.16) la hauteur de section utile h_0, on trouve la hauteur totale $h = h_0 + a$ et l'on choisit une section standard qui a cette hauteur. Si les dimensions b et h ainsi trouvées se trouvent mal adaptées aux dispositions constructives ou aux conditions de fabrication, on procède à leur ajustement par un nouveau calcul.

La section à donner aux armatures F_a est déterminée comme suit. On détermine A_0 à l'aide de la formule (VI.13) après avoir trouvé η et ξ dans le Tableau VI.1, puis on calcule F_a et l'on vérifie que la condition (VI.4) est satisfaite.

Le Tableau VI.1 convient également à la vérification de la résistance de la pièce. La section étant connue, on calcule $\mu = F_a/bh_0$, on trouve ξ d'après (VI.12) et l'on s'assure que la condition $x \leqslant \xi_R h_0$

TABLEAU VI.1

Coefficients η et A_0 intervenant dans le calcul des pièces de section rectangulaire à simple ferraillage

$\xi = x/h_0$	$\eta = z_b/h_0$	A_0	$\xi = x/h_0$	$\eta = z_b/h_0$	A_0
0,01	0,995	0,01	0,37	0,815	0,301
0,02	0,99	0,02	0,38	0,81	0,309
0,03	0,985	0,03	0,39	0,805	0,314
0,04	0,98	0,039	0,4	0,8	0,32
0,05	0,975	0,048	0,41	0,795	0,326
0,06	0,97	0,058	0,42	0,79	0,332
0,07	0,965	0,067	0,43	0,785	0,337
0,08	0,96	0,077	0,44	0,78	0,343
0,09	0,955	0,085	0,45	0,775	0,349
0,1	0,95	0,095	0,46	0,77	0,354
0,11	0,945	0,104	0,47	0,765	0,359
0,12	0,94	0,113	0,48	0,76	0,365
0,13	0,935	0,121	0,49	0,755	0,37
0,14	0,93	0,13	0,5	0,75	0,375
0,15	0,925	0,139	0,51	0,745	0,38
0,16	0,92	0,147	0,52	0,74	0,385
0,17	0,915	0,155	0,53	0,735	0,39
0,18	0,91	0,164	0,54	0,73	0,394
0,19	0,905	0,172	0,55	0,725	0,399
0,2	0,9	0,18	0,56	0,72	0,403
0,21	0,895	0,188	0,57	0,715	0,408
0,22	0,89	0,196	0,58	0,71	0,412
0,23	0,885	0,203	0,59	0,705	0,416
0,24	0,88	0,211	0,6	0,7	0,42
0,25	0,875	0,219	0,61	0,695	0,424
0,26	0,87	0,226	0,62	0,69	0,428
0,27	0,865	0,236	0,63	0,685	0,432
0,28	0,86	0,241	0,64	0,68	0,435
0,29	0,855	0,248	0,65	0,675	0,439
0,3	0,85	0,255	0,66	0,672	0,442
0,31	0,845	0,262	0,67	0,665	0,446
0,32	0,84	0,269	0,68	0,66	0,449
0,33	0,835	0,275	0,69	0,655	0,452
0,34	0,83	0,282	0,7	0,65	0,455
0,35	0,825	0,289			
0,36	0,82	0,295			

est satisfaite. Ceci fait, on trouve dans le Tableau VI.1 la valeur de A_0 pour ξ donné et l'on calcule le moment fléchissant maximal admissible pour la section étudiée.

Exemple VI.2. Poutre de section rectangulaire. Moment de calcul provenant des charges permanentes et des surcharges de longue et de courte durée $M = 8{,}5$ tf·m (85 kN·m). Béton lourd de classe M 200 (coefficient de comportement $m_{b1} = 0{,}85$). Barres à haute adhérence en acier de classe A-II. On demande de déterminer b, h et F_a.

Solution. On trouve dans les Annexes IV et VI les résistances $R_{pr} = 90$ kgf/cm² (9 MPa) et $R_a = 2700$ kgf/cm² (270 MPa). On se donne une largeur de profil $b = 20$ cm et $\xi = 0{,}35$. Dans le Tableau VI.1, pour $\xi = 0{,}35$, on trouve $A_0 = 0{,}289$. D'après la formule (VI.17)

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{A_0 b R_{pr} m_{b1}}} = \sqrt{\frac{850\,000}{0{,}289 \times 20 \times 90 \times 0{,}85}} = 43{,}8 \text{ cm}.$$

La hauteur de section totale est $h = h_0 + a = 43{,}8 + 3{,}5 = 47{,}3$ cm. On choisit $h = 45$ cm (multiple de 5 cm), où la hauteur de section utile est $h_0 = 45 - 3{,}5 = 41{,}5$ cm. A l'aide de la formule (VI.13) on calcule

$$A_0 = \frac{M}{b h_0^2 R_{pr} m_{b1}} = \frac{850\,000}{20 \times 41{,}5^2 \times 90 \times 0{,}85} = 0{,}323.$$

En fonction de cette valeur, on trouve dans le Tableau VI.1 les valeurs de $\eta = 0{,}797$ et de $\xi = 0{,}405$. D'après (VI.14)

$$F_a = \frac{M}{\eta h_0 R_a} = \frac{850\,000}{0{,}79 \times 41{,}5 \times 2700} = 9{,}55 \text{ cm}^2.$$

Il vient en vertu des formules (VI.6), (VI.5)

$$\xi_0 = 0{,}85 - 0{,}0008 R_{pr} = 0{,}85 - 0{,}0008 \times 0{,}85 \times 90 = 0{,}79;$$

$$\xi_R = \frac{\xi_0}{1 + \frac{R_a}{5000}\left(1 - \frac{\xi_0}{1{,}1}\right)} = \frac{0{,}79}{1 + \frac{2700}{5000}\left(1 - \frac{0{,}79}{1{,}1}\right)} = 0{,}687.$$

La condition $x \leqslant \xi_R h_0$ est satisfaite, car $\xi = 0{,}405 < \xi_R = 0{,}687$.

On peut adopter (voir Annexe VIII) un ferraillage de 4 ∅ 18 A-II ($F_a = 10{,}18$ cm²).

Exemple VI.3. Une dalle prévue pour résister à un moment de calcul $M = 380$ kgf·m (3800 N·m) par 1 m de longueur de la section (sous l'action des charges permanentes et des surcharges de calcul de longue et de courte durée), épaisse de $h = 8$ cm, est renforcée par un treillis soudé 150/250/6/4 confectionné en fils lisses de résistance normale de classe B-I. Béton lourd de classe M 150 (coefficient de comportement $m_{b1} = 1$). Vérifier la résistance de la dalle.

Solution. On trouve dans les Annexes IV, VII, IX les résistances $R_{pr} = 70$ kgf/cm² (7 MPa) et $R_a = 3150$ kgf/cm² (315 MPa) et

la section à donner aux armatures principales (longitudinales) par 1 m de longueur du treillis $F_a = 2{,}07$ cm².

La hauteur utile de la dalle est $h = h_0 - a = 8 - 1{,}5 = 6{,}5$ cm.

Le pourcentage d'armatures est

$$\mu = 100\frac{F_a}{bh_0} = 100\frac{2{,}07}{100 \times 6{,}5} = 0{,}32\%.$$

On a d'après (VI.12)

$$\xi = \frac{\mu}{100}\frac{R_a}{R_{pr}} = \frac{0{,}32}{100}\frac{3150}{70} = 0{,}144,$$

valeur nettement inférieure à celle de ξ_R.

En fonction de $\xi = 0{,}144$, on trouve dans le Tableau VI.1 la valeur de $A_0 = 0{,}134$. Conformément à (VI.13),

$$M = A_0 bh_0^2 R_{pr} = 0{,}134 \times 100 \times 6{,}5^2 \times 70 =$$
$$= 39\,600 \text{ kgf·cm } (3960 \text{ N·m}).$$

Autrement dit, la capacité portante de la section étudiée est plus que suffisante pour résister au moment de calcul imposé $M = 380$ kgf·m (3800 N·m).

Pièce de profil rectangulaire à double ferraillage

C'est une pièce qui possède des armatures longitudinales de résistance déterminée non seulement dans la zone tendue (F_a) mais aussi dans la zone comprimée (F'_a).

Le calcul de résistance des armatures comprimées est effectué dans les cas où $x > \xi_R h_0$.

Malgré la forte dépense d'acier, les pièces à double ferraillage s'avèrent quelquefois rationnelles, car elles ont une section plus réduite. L'état de contrainte en service d'une telle pièce est représenté sur la figure VI.12. Afin d'éviter la rupture de la section en mode fragile, on limite la hauteur de la zone comprimée x par la condition $x \leqslant \xi_R h_0$; en vue de permettre à l'armature comprimée d'atteindre la contrainte $R_{a.c}$, on impose à x la condition $x \geqslant 2a'$.

Pour $F_b = bx$, on a d'après la formule (VI.2)

$$R_{pr}bx = R_a F_a - R_{a.c}F'_a. \qquad \text{(VI.18)}$$

La formule (VI.3) nous donne pour $z_b = h_0 - x/2$

$$M \leqslant R_{pr}bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + R_{a.c}F'_a(h_0 - a'). \qquad \text{(VI.19)}$$

Le premier terme de la condition de résistance suffisante (VI.19) représente le moment supporté par la section dotée d'une seule nappe d'armatures. Ce moment peut être exprimé par la formule (VI.13) en utilisant le Tableau VI.1. La condition (VI.19) devient alors

$$M \leqslant A_0 bh_0^2 R_{pr} + R_{a.c}F'_a(h_0 - a'). \qquad \text{(VI.20)}$$

Dans le calcul des sections, on distingue deux types de problèmes.

Problème 1. Connaissant M, b, h, R_{pr}, R_a et $R_{a.c}$, déterminer F_a et (éventuellement) F'_a.

Le calcul commence dans le même ordre que pour un ferraillage simple. En se servant de la formule (VI.13), on trouve

$$A_0 = \frac{M}{m_{b1} R_{pr} b h_0^2}. \qquad \text{(VI.21)}$$

Si A_0 est plus grand que A_{0R} trouvé en fonction de ξ_R, on fait la conclusion que le ferraillage simple est insuffisant ($\xi > \xi_R$) et qu'il est nécessaire de calculer une deuxième armature F'_a. Posant $A_0 = A_{0R}$, on trouve alors d'après la formule (VI.20)

$$F'_a = \frac{M - A_{0R} b h_0^2 m_{b1} R_{pr}}{R_{a.c}(h_0 - a')}. \qquad \text{(VI.22)}$$

La section à donner à l'armature F_a sera déterminée d'après la formule (VI.18) en y mettant $x = x_R = \xi_R h_0$:

$$F_a = \frac{R_{a.c}}{R_a} F'_a + \frac{m_{b1} R_{pr} b \xi_R h_0}{R_a}. \qquad \text{(VI.23)}$$

Problème 2. Connaissant M, b, h, R_{pr}, R_a, $R_{a.c}$ et F'_a, chercher F_a. On calcule A_0 à l'aide de la formule (VI.20):

$$A_0 = \frac{M - R_{a.c} F'_a (h_0 - a')}{m_{b1} R_{pr} b h_0^2}. \qquad \text{(VI.24)}$$

En fonction de cette valeur de A_0[1]), on cherche ξ dans le Tableau VI.1, puis, en posant $x = \xi h_0$, on calcule F_a à l'aide de la formule (VI.18):

$$F_a = \frac{R_{a.c}}{R_a} F'_a + \frac{m_{b1} R_{pr} b \xi h_0}{R_a}. \qquad \text{(VI.25)}$$

Exemple VI.4. Une pièce de section $b = 25$ cm, $h = 50$ cm en béton lourd de classe M 200 ($m_{b1} = 0{,}85$) à armatures de classe A-II est conçue pour résister à un moment $M = 22$ tf·m (220 kN·m). Chercher F_a et F'_a.

Solution. On trouve dans les Annexes IV, VI les résistances $R_{pr} = 90$ kgf/cm² (9 MPa) et $R_a = R_{a.c} = 2700$ kgf/cm² (270 MPa). On calcule

$$m_{b1} R_{pr} = 0{,}85 \times 90 = 77 \text{ kgf/cm}^2 \ (7{,}7 \text{ MPa}).$$

D'après la formule (VI.6)

$$\xi_0 = 0{,}85 - 0{,}0008 \times 77 = 0{,}788.$$

D'après la formule (VI.5), en posant $\sigma_A = R_a$ et en prenant 5000 au lieu de 4000, on a

$$\xi_R = \frac{\xi_0}{1 + \frac{R_a}{5000}\left(1 - \frac{\xi_0}{1{,}1}\right)} = \frac{0{,}788}{1 + \frac{2700}{5000}\left(1 - \frac{0{,}788}{1{,}1}\right)} = 0{,}686.$$

---

[1]) Si $A_0 > A_{0R}$, la section donnée F'_a est trop faible et doit être augmentée.

A cette valeur de ξ_R correspond

$$A_{0R} = \xi_R (1 - 0{,}5\xi_R) = 0{,}686 (1 - 0{,}343) = 0{,}45 \text{ [1]}.$$

Prenons $a = 4$ cm, $a' = 3$ cm. Il vient alors $h_0 = 50 - 4 = 46$ cm.

D'après la formule (VI.21)

$$A_0 = \frac{M}{m_{b1} R_{pr} b h_0^2} = \frac{2\,200\,000}{77 \times 25 \times 46^2} = 0{,}54 > A_{0R}.$$

Autrement dit, une section à simple ferraillage ne peut reporter complètement le moment agissant; elle doit donc être renforcée par une armature comprimée dont nous calculerons la section à l'aide de la formule (VI.22):

$$F'_a = \frac{M - A_{0R} b h_0^2 m_{b1} R_{pr}}{R_{a.c} (h_0 - a')} = \frac{2\,200\,000 - 0{,}45 \times 25 \times 46^2 \times 77}{2700 (46 - 3)} = 3{,}24 \text{ cm}^2.$$

D'après la formule (VI.23), en posant $R_a = R_{a.c}$, on obtient

$$F_a = F'_a + \frac{m_{b1} R_{pr} b \xi_R h_0}{R_a} = 3{,}24 + \frac{77 \times 25 \times 0{,}686 \times 46}{2700} = 25{,}6 \text{ cm}^2.$$

On adopte comme armatures comprimées 2 ∅ 16 A-II ($F'_a = 4{,}02$ cm²), et comme armatures tendues 4 ∅ 28 A-II ($F_a = 24{,}63$ cm²).

Exemple VI.5. Mêmes conditions que ci-dessus. Sachant que $F'_a = 6{,}28$ cm² (2 ∅ 20 A-II), calculer F_a.

Solution. D'après la formule (VI.24)

$$A_0 = \frac{M - R_{a.c} F'_a (h_0 - a')}{m_{b1} R_{pr} b h_0^2} = \frac{2\,200\,000 - 2700 \times 6{,}28 (46 - 3)}{77 \times 25 \times 46^2} = 0{,}368.$$

n trouve dans le Tableau VI.1 la valeur de $\xi = 0{,}485 < \xi_R$.

D'après la formule (VI.25), en prenant $R_a = R_{a.c}$, on obtient

$$F_a = F'_a + \frac{m_{b1} R_{pr} b \xi h_0}{R_a} = 6{,}28 + \frac{77 \times 25 \times 0{,}485 \times 46}{2700} =$$
$$= 6{,}28 + 15{,}92 = 22{,}2 \text{ cm}^2.$$

On adopte comme armatures 2 ∅ 32 A-II + 2 ∅ 20 A-II:

$$F_a = 16{,}09 + 6{,}28 = 22{,}37 \text{ cm}^2.$$

Pièce de profil en T

Le profil en T est très répandu en construction, tant sous forme de poutres isolées en béton armé (fig. VI.14, *a*, *b*) que de structures entières, par exemple de planchers en panneaux nervurés préfabriqués ou coulés en place (fig. VI.14, *c*, *d*). La section en T se compose d'un hourdis et d'une nervure.

---

[1]) Au lieu de calculer cette quantité, on pourrait la trouver dans le Tableau VI.1 en regard de $\xi = 0{,}686$.

La section en T est beaucoup plus économique que la section rectangulaire (en pointillé sur la figure VI.14, *a*), car, la capacité portante étant la même (la capacité portante d'une pièce en béton armé ne dépend pas de la section de la zone tendue du béton), une pièce en T demande moins de béton qu'une pièce rectangulaire à cause de la diminution de la zone tendue. Pour cette même raison le hourdis de la section doit être situé en zone comprimée (fig. VI.14, *a*): en effet, le hourdis travaillant en traction (fig. VI.14, *b*) n'améliore pas la capacité portante de la pièce. Une pièce de profil en T est généralement dotée d'un simple ferraillage.

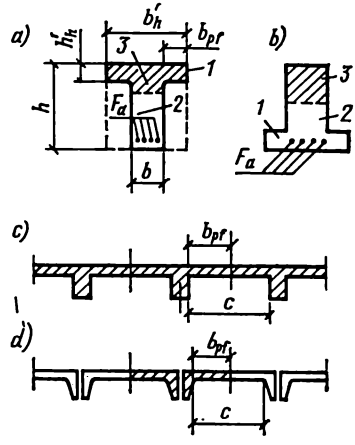


FIG. VI.14. Sections en T:
a, le hourdis de la poutre est situé dans la zone comprimée; *b*, le hourdis de la poutre est situé dans la zone tendue; *c*, plancher nervuré coulé en place; *d*, plancher nervuré en éléments préfabriqués; *1*, hourdis; *2*, nervure; *3*, zone comprimée

Si le hourdis est très large, ses parties extrêmes éloignées de la nervure subissent des contraintes moins grandes. On prend donc en compte les largeurs équivalentes en porte-à-faux du hourdis b_{pf} (voir fig. VI.14, *c*, *d*). La largeur équivalente en porte-à-faux sera prise, de part et d'autre de la nervure, non supérieure à la mi-distance nu au nu entre nervures *c* ni à 1/6 de la portée de la pièce; si la pièce possède un hourdis d'épaisseur $h'_h \leqslant 0{,}1h$ sans nervures transversales ou avec des nervures transversales plus espacées que les nervures longitudinales, b_{pf} sera prise non supérieure à $6h'_h$. Pour les poutres en T isolées à hourdis en porte-à-faux, la largeur en porte-à-faux prise en compte b_{pf} (voir fig. VI.14, *a*) devra rester:

— non supérieure à $6h'_h$ pour $h'_h \geqslant 0{,}1\ h$;

— non supérieure à $3h'_h$ pour $0{,}05h \leqslant h'_h < 0{,}1h$.

Si $h'_h < 0{,}05h$, les porte-à-faux du hourdis ne sont pas pris en considération. Deux cas différents sont à distinguer au calcul d'une section en T, suivant que le bord inférieur de la zone comprimée (axe neutre) passe dans le hourdis (fig. VI.15, *a*) ou plus bas que le hourdis (fig. VI.15, *b*).

Le premier cas ($x \leqslant h'_h$) se présente généralement quand le hourdis est très large. Dans ce cas le calcul se fait comme pour une section rectangulaire, en prenant les dimensions b'_h et h_0 (voir fig. VI.15, *a*), vu que la section du béton tendu n'affecte pas la capacité portante.

Les formules à employer dans les calculs (en l'absence de la précontrainte) sont les suivantes:

$$R_{pr} b'_h x = R_a F_a; \qquad \text{(VI.26)}$$

$$M \leqslant R_{pr} b'_h x\ (h_0 - 0{,}5x) \qquad \text{(VI.27)}$$

ou

$$M \leqslant A_0 R_{pr} b'_h h_0^2, \qquad \text{(VI.28)}$$

où A_0 est un coefficient qu'on trouve dans le Tableau VI.1.

Le deuxième cas ($x > h'_h$) est caractéristique d'un hourdis étroit. La zone comprimée de la section couvre alors la partie comprimée de la nervure et le hourdis tout entier (fig. VI.15, *b*).

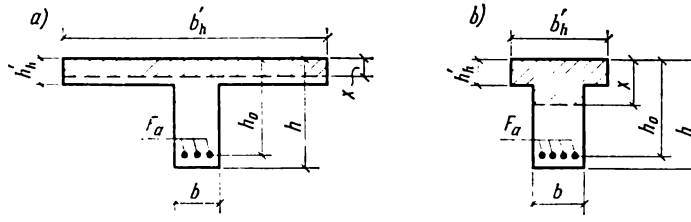


FIG. VI.15. Deux profils en T différents:
a, l'axe neutre est dans le hourdis; *b*, l'axe neutre passe plus bas que le hourdis

La position de l'axe neutre est définie par l'équation

$$R_a F_a = R_{pr} bx + R_{pr} (b'_h - b) h'_h. \qquad \text{(VI.29)}$$

Si l'on prend les moments par rapport à un axe normal au plan de flexion et passant par le point d'application de la résultante des efforts dans l'armature tendue, la condition de résistance suffisante s'écrit

$$M \leqslant R_{pr} bx (h_0 - 0{,}5x) + R_{pr} (b'_h - b) h'_h (h_0 - 0{,}5h'_h). \qquad \text{(VI.30)}$$

La section en T doit vérifier la condition $x \leqslant \xi_R h_0$.

Il existe une formule empirique approchée pour déterminer la hauteur d'une poutre de section en T:

$$h = (15 \text{ à } 20) \sqrt[3]{M}, \qquad \text{(VI.31)}$$

où h est exprimé en cm et M en tf·m.

Quant à l'épaisseur de la nervure, elle est généralement égale à

$$b = (0{,}4 \text{ à } 0{,}5)\, h. \qquad \text{(VI.32)}$$

Les dimensions du hourdis b'_h, h'_h sont le plus souvent choisies d'après les dispositions constructives. La section à donner à l'armature F_a pour résister au moment de calcul est déterminée en fonction de la position de l'axe neutre. Si l'axe neutre tombe dans le hourdis, on trouve F_a en assimilant la section de la pièce à un profil rectangulaire de dimensions b'_h et h_0, à l'aide du Tableau VI.1.

En déterminant la position de l'axe neutre, deux éventualités doivent être considérées:

1° On connaît les dimensions de la section et la section des armatures F_a. Si l'on a

$$R_a F_a \leqslant R_{pr} b'_h h'_h, \qquad \text{(VI.33)}$$

l'axe neutre tombe dans le hourdis. Si l'on a l'inégalité inverse, l'axe neutre passe dans la nervure.

2° On connaît les dimensions de la section b_h, h'_h, b, h et le moment fléchissant de calcul. La section des armatures F_a est inconnue. Si l'on a

$$M \leqslant R_{pr} b'_h h'_h (h_0 - 0{,}5 h'_h), \qquad \text{(VI.34)}$$

l'axe neutre tombe dans le hourdis; si l'on a l'inégalité inverse, l'axe est dans la nervure.

Quand l'axe neutre passe plus bas que le hourdis, on peut transformer les formules (VI.29) et (VI.30) en faisant intervenir les relations $x = \xi h_0$ et (VI.15):

$$R_a F_a = \xi R_{pr}\, b h_0 + R_{pr}\, (b'_h - b)\, h'_h, \qquad \text{(VI.35)}$$

$$M \leqslant A_0 R_{pr} b h_0^2 + R_{pr}\, (b'_h - b)\, h'_h\, (h_0 - 0{,}5 h'_h), \qquad \text{(VI.36)}$$

les coefficients ξ, A_0 étant tirés du Tableau VI.1.

Ces formules peuvent être utilisées lors du choix de la section. Si l'on veut connaître F_a, on doit calculer A_0 au départ de la formule (VI.36):

$$A_0 = \frac{M - R_{pr}\, (b'_h - b)\, h'_h\, (h_0 - 0{,}5 h'_h)}{R_{pr} b h_0^2}, \qquad \text{(VI.37)}$$

puis trouver ξ dans le Tableau VI.1 en fonction de la valeur de A_0 calculée ci-dessus et enfin appliquer la formule (VI.35) qui donne

$$F_a = [\xi b h_0 + (b'_h - b)\, h'_h]\, \frac{R_{pr}}{R_a}. \qquad \text{(VI.38)}$$

S'il est nécessaire de vérifier la résistance d'une section connue, le meilleur moyen consiste à déterminer la position de l'axe neutre à l'aide de la formule (VI.34), puis calculer la hauteur de la zone comprimée x d'après (VI.29) (si l'axe neutre passe plus bas que le hourdis) et enfin appliquer la formule (VI.30).

Si le hourdis de la pièce est relativement mince mais large (l'inégalité $x \leqslant h'_h$ étant garantie), on peut déterminer la section à donner aux armatures F_a de façon approchée, sans recourir au Tableau. Prenant dans la formule (VI.27) $R_a F_a$ au lieu de $R_{pr} b'_h x$ (voir (VI.26)) et posant approximativement $x = h'_h$, on obtient

$$F_a = \frac{M}{R_a\, (h_0 - h'_h/2)}. \qquad \text{(VI.39)}$$

La même formule se laisse déduire de (VI.11) en prenant

$$z_b = h_0 - \frac{x}{2} \approx h_0 - \frac{h'_h}{2}. \qquad \text{(VI.40)}$$

Exemple VI.6. Soit une poutre en T conçue pour résister à un moment fléchissant de calcul provenant des charges permanentes et des surcharges de longue et de courte durée $M = 45$ tf·m (450 kN·m),

de section $h = 70$ cm ($h_0 = 66$ cm), $b = 25$ cm. Largeur de calcul du hourdis $b'_h = 60$ cm; $h'_h = 8$ cm. Béton lourd de classe M 200 (coefficient de comportement $m_{b1} = 0{,}85$). Armature en barres à haute adhérence de classe A-III. On démande de savoir F_a.

Solution. On trouve dans les Annexes IV et VI les valeurs de $R_{pr} = 90$ kgf/cm² (9 MPa) et de $R_a = 3600$ kgf/cm² (360 MPa) pour les diamètres supérieurs à 10 mm.

Cherchons la position de l'axe neutre. Conformément à la formule (VI.34)

$$m_{b1}R_{pr}b'_h h'_h (h_0 - 0{,}5h'_h) = 0{,}85 \times 90 \times 60 \times 8(66 - 0{,}5 \times 8) =$$
$$= 2\,280\,000 \text{ kgf}\cdot\text{cm} = 22{,}8 \text{ tf}\cdot\text{m},$$

donc moins que le moment imposé $M = 45$ tf·m (450 kN·m). Par conséquent, l'axe neutre passe dans la nervure. On a selon la formule (VI.37)

$$A_0 = \frac{M - m_{b1}R_{pr}(b'_h - b)h'_h(h_0 - 0{,}5h'_h)}{m_{b1}R_{pr}bh_0^2} =$$
$$= \frac{4\,500\,000 - 0{,}85 \times 90(60 - 25)8(66 - 0{,}5 \times 8)}{0{,}85 \times 90 \times 25 \times 66^2} = 0{,}381.$$

On trouve dans le Tableau VI.1, pour ce coefficient, la valeur de $\xi = 0{,}512$. D'après la formule (VI.38), la section à donner à l'armature est égale à

$$F_a = [\xi bh_0 + (b'_h - b)h'_h]\frac{m_{b1}R_{pr}}{R_a} =$$
$$= [0{,}512 \times 25 \times 66 + (60 - 25)8]\frac{0{,}85 \times 90}{3600} = 23{,}9 \text{ cm}^2.$$

On peut adopter comme armature (voir Annexe VIII) 2∅18 A-III + + 4∅25 A-III avec $F_a = 24{,}72$ cm².

La valeur de $\xi = 0{,}512$ est plus petite que la valeur limite $\xi_R = 0{,}653$ (voir l'exemple VI.1); la condition de validité des formules de calcul est donc respectée.

Exemple VI.7. Calculer la section à donner à l'armature du plancher nervuré montré sur la figure VI.14, *c*. Distance nu au nu entre nervures $c = 150$ cm. Portée $l = 6{,}0$ m. Hauteur de section $h = 50$ cm ($h_0 = 46{,}5$ cm). Epaisseur de la nervure $b = 20$ cm. Epaisseur du hourdis $h'_h = 6$ cm. Moment fléchissant $M = 26$ tf·m (260 kN·m). Béton M 200 ($m_{b1} = 1$), armature de classe A-III.

Solution. On trouve dans les Annexes IV et VI les résistances $R_{pr} = 90$ kgf/cm² (9 MPa) et $R_a = 3600$ kgf/cm² (360 MPa).

Puisque $\frac{h'_h}{h} > 0{,}1$, on prend en compte comme largeur du hourdis

$$b'_h \leqslant c + b = 160 + 20 = 180 \text{ cm},$$
$$b'_h \leqslant 2l/6 + b = 2 \times 100 + 20 = 220 \text{ cm}.$$

Soit $b'_h = 180$ cm.
Le hourdis est large, si bien que la condition $x < h'_h$ est garantie.
D'après la formule (VI.28)

$$A_0 = \frac{M}{R_{pr} b'_h h_0^2} = \frac{2\,600\,000}{90 \times 180 \times 46{,}5^2} = 0{,}074.$$

On trouve dans le Tableau VI.1

$$\xi = 0{,}08 < \xi_R;\ \eta = 0{,}963.$$

D'après la formule (VI.14)

$$F_a = \frac{M}{\eta h_0 R_a} = \frac{2\,600\,000}{0{,}963 \times 46{,}5 \times 3600} = 16{,}1 \text{ cm}^2.$$

D'après la formule approchée (VI.39)

$$F_a = \frac{M}{R_a (h_0 - h'_h/2)} = \frac{2\,600\,000}{3600\,(46{,}5 - 6/2)} = 16{,}6 \text{ cm}^2.$$

Nous adoptons comme armature 2∅ 25 A-III + 2∅ 20 A-III avec $F_a = 9{,}82 + 6{,}28 = 16{,}1$ cm².
Vérifions la hauteur de la zone comprimée. D'après la formule (VI.26)

$$x = \frac{R_a F_a}{R_{pr} b'_h} = \frac{3600 \times 16{,}1}{90 \times 180} = 3{,}6 \text{ cm} < h'_h = 6 \text{ cm}.$$

§ VI.4. CALCUL DE RÉSISTANCE SUIVANT LES SECTIONS OBLIQUES

Formules usuelles

Une pièce fléchie peut se rompre suivant une section oblique sous l'effet des moments fléchissants et des efforts tranchants appliqués simultanément dans la zone considérée. Ces sollicitations font naître des efforts internes dans les aciers traversés par la fissure oblique, ainsi que dans le béton comprimé. La figure VI.16 montre la zone d'about d'une pièce en béton armé avec ses armatures longitudinales, transversales et relevées. Cette zone de la pièce est séparée par une section qui se confond avec la fissure oblique.

Les conditions de résistance suffisante de la pièce suivant une section oblique se traduisent par deux exigences imposées au moment fléchissant M et à l'effort tranchant Q qui agissent dans la zone considérée de la poutre (voir fig. VI.9, zone *1*). Dans le schéma des efforts de la figure VI.16, il est supposé que les valeurs du moment et de l'effort tranchant sont déterminées par les charges de calcul et que les contraintes engendrées dans l'acier et dans le béton sont

égales aux résistances de calcul. Les conditions de résistance suffisante s'écrivent donc sous la forme

$$M_D \leqslant R_a F_a z + \sum R_a F_r z_r + \sum R_a F_{tr} z_{tr}, \qquad \text{(VI.41)}$$

$$Q_D \leqslant \sum R_{a.tr} F_r \sin \alpha + \sum R_{a.tr} F_{tr} + Q_b, \qquad \text{(VI.42)}$$

où F_a, F_{tr} F_r sont les sections des armatures longitudinales, transversales et relevées respectivement ; Q_b, l'effort encaissé par le béton de la zone comprimée dans la section oblique ; α, l'inclinaison des armatures relevées sur l'axe longitudinal de la pièce ; z, z_r, z_{tr} les bras de levier des efforts dans les armatures longitudinales, relevées et transversales ; M_D et Q_D, le moment fléchissant de calcul et l'effort tranchant de calcul déterminés par rapport au point D.

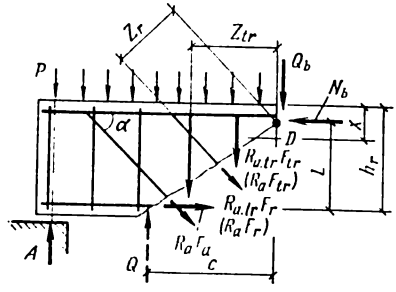


FIG. VI.16. Schéma des efforts adopté pour le calcul suivant une section oblique (entre parenthèses : efforts dans les armatures longitudinales et relevées retenus dans le calcul des sections obliques vis-à-vis du moment fléchissant)

La formule (VI.41) exprime la *condition du moment* : on considère que la pièce a une résistance suffisante suivant la section oblique si le moment fléchissant M_D de toutes les forces extérieures exercées dans la zone considérée de la pièce, pris par rapport au centre de la zone comprimée, reste non supérieur à la somme des moments des efforts de calcul internes dans les armatures longitudinales, transversales et relevées pris par rapport au même point de référence.

La formule (VI.42) exprime la *condition de l'effort* : on considère que la pièce a une résistance suffisante suivant la section oblique si l'effort tranchant Q_D provenant de toutes les forces extérieures exercées dans la zone considérée de la pièce reste non supérieur à la somme des projections sur la normale à l'axe de la pièce des efforts de calcul internes dans les armatures transversales et relevées, traversées par la fissure oblique, et de l'effort tranchant encaissé par le béton comprimé.

Une fraction de la résistance des armatures transversales et relevées situées dans la fissure oblique au voisinage de la zone comprimée reste inutilisée à cause de la faible ouverture des fissures à cet endroit. Pour cette raison les efforts dans les armatures transversales et relevées sont pris égaux, dans la formule (VI.42), à la résistance de calcul R_{atr} qui est légèrement inférieure à R_a (voir Annexe VII). Cette minoration est omise cependant dans la formule (VI.41), car les moments des efforts dans les armatures transversales et relevées voisines du point de référence sont faibles et n'affectent pratiquement pas les résultats des calculs.

L'effort tranchant de calcul subi par le béton comprimé est défini à l'aide de la formule empirique

$$Q_b = \frac{k_2 R_{tr} b h_0^2}{c} = \frac{B}{c}, \qquad \text{(VI.43)}$$

où $B = k_2 R_{tr} b h_0^2$; k_2 est un coefficient empirique, égal à 2 pour le béton lourd; h_0, la hauteur de section utile de la pièce; b, la largeur de la section rectangulaire ou l'épaisseur de la nervure (de l'âme) de la section en T (en double T); c, la projection de la section oblique sur l'axe de la pièce.

La condition du moment (VI.41) est généralement satisfaite sans calculs, en adoptant certaines dispositions constructives dont nous parlerons plus tard. Quant à la condition de l'effort (VI.42), elle demande généralement une série de calculs.

Dans les recommandations pratiques relatives aux pièces de section rectangulaire, en T et d'autres profils analogues, on trouve la condition à laquelle doit satisfaire l'effort tranchant maximal:

$$Q \leqslant 0{,}35 R_{pr} b h_0. \qquad \text{(VI.44)}$$

Si cette condition est vérifiée, le béton de la nervure (de l'âme) entre deux fissures obliques résistera bien à l'action des efforts de compression obliques qui se manifestent dans cette zone.

La résistance de la pièce à l'effort tranchant n'est pas à calculer, sauf si la pièce risque de présenter des fissures obliques d'après les calculs. Ce risque est établi en utilisant la relation empirique

$$Q \leqslant k_1 R_{tr} b h_0, \qquad \text{(VI.45)}$$

où k_1 est un coefficient égal à 0,6 pour le béton lourd.

Calcul des armatures transversales

Considérons une pièce fléchie munie d'armatures transversales sans barres relevées; c'est le cas le plus fréquent en pratique.

De toutes les sections obliques qui prennent naissance dans le point B (fig. VI.17), nous retenons celle qui présente la plus petite capacité portante. Notons que

$$Q_D = Q - pc; \quad \sum R_{a.tr} F_{tr} = q_{tr} c, \qquad \text{(VI.46)}$$

où Q est l'effort tranchant à l'origine de la section oblique (fig. VI.17); q_{tr} est l'effort reporté par les armatures transversales par unité de longueur de la pièce.

Portons les expressions (VI.43) et (VI.46) dans (VI.42). Il vient

$$Q \leqslant (q_{tr} + p)\, c + B/c \qquad \text{(VI.47)}$$

La plus petite capacité portante de la section oblique se définira bien évidemment par la condition

$$dQ/dc = (q_{tr} + p) - B/c^2 = 0.$$

Nous en tirons la longueur de la projection de la section oblique retenue :

$$c = \sqrt{\frac{B}{q_{tr} + p}} = \sqrt{\frac{k_2 R_{tr} b h_0^2}{q_{tr} + p}}. \qquad \text{(VI.48)}$$

Portant cette quantité dans l'expression (VI.47), nous obtenons la condition de l'effort pour la plus petite capacité portante de la section oblique :

$$Q \leqslant 2\sqrt{B(q_{tr} + p)}.$$

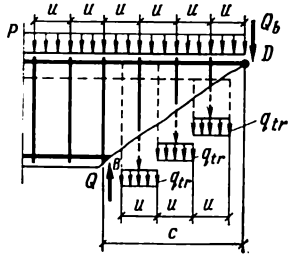


FIG. VI.17. Efforts dans les armatures transversales intervenant dans le calcul suivant les sections obliques

Prenant la valeur de B dans (VI.43), nous obtenons l'effort tranchant $Q_{tr.b}$ reporté par les armatures transversales et le béton dans la section oblique considérée :

$$Q_{tr.b} = 2\sqrt{k_2 R_{tr} b h_0^2 (q_{tr} + p)}. \qquad \text{(VI.49)}$$

Dans bien des cas pratiques la charge p, répartie uniformément par hypothèse, est en réalité concentrée en quelques points. Elle peut se trouver inexistante dans les limites de la section oblique. On ne tient compte de la charge, pour cette raison, que dans les cas où elle est vraiment répartie de façon uniforme (cas de pression de l'eau ou du sol par exemple).

Posant $p = 0$ dans (VI.48) et (VI.49), nous voyons que la capacité portante de la section vis-à-vis de l'effort tranchant, assurée par la résistance du béton comprimé et des armatures transversales, est égale à

$$Q_{tr.b} = 2\sqrt{k_2 b h_0^2 R_{tr} q_{tr}}. \qquad \text{(VI.50)}$$

La longueur de la projection de la section oblique retenue se définit alors par l'égalité

$$c_0 = \sqrt{\frac{k_2 R_{tr} b h_0^2}{q_{tr}}}. \qquad \text{(VI.51)}$$

Conformément au schéma de la figure VI.18, on a

$$q_{tr} u = R_{a.tr} f_{tr} n \quad \text{ou} \quad q_{tr} u = R_{a.tr} F_{tr}, \quad F_{tr} = f_{tr} n, \qquad \text{(VI.52)}$$

où u est l'écartement des armatures transversales (cadres) ; f_{tr}, la section d'une barre transversale (une branche du cadre) ; n, nombre d'armatures transversales dans la section de la pièce.

Dans les calculs, on se donne le plus souvent le diamètre des armatures transversales et leur nombre dans la section de la pièce, considérant dans la suite que $f_{tr} n = F_{tr}$ est une quantité donnée.

La proportion des armatures transversales se déduit de l'égalité (VI.50) :

$$q_{tr} = \frac{Q^2}{4 k_2 b h_0^2 R_{tr}} \text{ mais} \geqslant \frac{R_{tr} b}{2}. \qquad \text{(VI.53)}$$

Cette valeur de q_{tr} doit être égale à l'effort développé dans les armatures transversales par unité de longueur de la pièce :

$$q_{tr} = \frac{R_{a.tr} F_{tr}}{u}. \qquad \text{(VI.54)}$$

Il est à noter que l'écartement des armatures transversales ne doit jamais être excessif, sinon la section oblique risque de tomber entre deux barres transversales voisines, auquel cas sa capacité portante dépendra uniquement de la résistance du béton comprimé : on a alors $Q \leqslant Q_b$. Pour définir l'écartement maximal des barres transversales, reprenons l'expression (VI.43) et affectons-la d'un

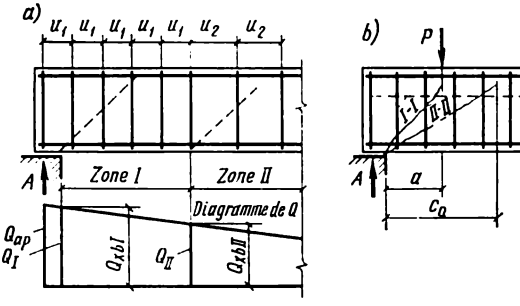


FIG. VI.18. Sections obliques choisies pour le calcul :
a, dans une zone à écartement inégal des armatures transversales ; *b*, entre l'appui et une charge concentrée, avec $a < c_0$

coefficient 0,75 qui tiendra compte des déviations possibles des fissures réelles par rapport à leur tracé théorique à cause de la non-homogénéité du béton, ainsi que de l'inexactitude possible de la mise en place des cadres. Il vient

$$u_{max} = \frac{0{,}75 k_2 R_{tr} b h_0^2}{Q}. \qquad \text{(VI.55)}$$

Le calcul de u doit être complété par des dispositions constructives (voir § VI.1).

La proportion des armatures transversales (écartement, diamètre des aciers) peut varier suivant la longueur de la poutre. L'origine des sections obliques à retenir dans les calculs sera choisie à l'aplomb du nu de l'appui et dans le point où $Q = Q_{tr.\,bII}$ (voir fig. VI.18, *d*). Les valeurs de calcul de l'effort tranchant seront choisies en conséquence. La longueur de la pièce caractérisée par q_{trI} est comptée entre l'appui et le point où $Q = Q_{tr.\,bII}$ (voir fig. VI.18, *a*).

Si la pièce subit un effort concentré P appliqué à une distance $a < c_0$ de l'appui, la pièce risque de se détruire suivant la section oblique entre l'appui et le point d'application de P (fig. VI.18, *b*,

section *I-I*). La condition de résistance suffisante dans cette section se déduit de (VI.47) en y posant $c = a$:

$$Q_I \leqslant q_{tr} a + \frac{B}{a},$$

ou compte tenu de (VI.43)

$$Q_I \leqslant q_{tr} a + \frac{k_2 R_{tr} b h_0^2}{a}. \qquad \text{(VI.56)}$$

De cette inégalité nous déduisons l'effort par unité de longueur de la poutre exercé sur les armatures transversales dans la section *I-I*:

$$q_{tr}^{I-I} = \frac{Q_I}{a} - \frac{k_2 R_{tr} b h_0^2}{a^2}. \qquad \text{(VI.57)}$$

Pour une section *II-II* située au-delà du point d'application de P, l'effort dans les armatures transversales se laisse calculer, conformément à (VI.53), à l'aide de la formule

$$q_{tr}^{II-II} = \frac{(Q_I - P)^2}{4 k_2 b h_0^2 R_{tr}}. \qquad \text{(VI.58)}$$

Les armatures transversales sont dimensionnées pour résister au plus grand des efforts q_{tr}^{I-I} ou q_{tr}^{II-II}.

Exemple VI.8. Soit à calculer les armatures transversales d'une poutre de $b = 20$ cm, $h = 40$ cm ($h_0 = 36{,}5$ cm) pour $Q = 8$ tf (80 kN). Béton lourd de classe M 200 ($m_{b1} = 1$). Barres transversales en acier de classe A-II.

Solution. On trouve dans les Annexes IV et VI les valeurs des résistances $R_{pr} = 90$ kgf/cm² (9 MPa), $R_{tr} = 7{,}5$ kgf/cm² (0,75 MPa), $R_{a.tr} = 2150$ kgf/cm² (215 MPa).

La vérification suivant les conditions (VI.44), (VI.45)

$$k_1 R_{tr} b h_0 \leqslant Q \leqslant 0{,}35 R_{pr} b h_0;$$

$$0{,}6 \times 7{,}5 \times 20 \times 36{,}5 = 3300 \text{ kgf } (33 \text{ kN}) < Q =$$

$$= 8000 \text{ kgf } (80 \text{ kN}) < 0{,}35 \times 90 \times 20 \times 36{,}5 = 23\,000 \text{ kgf } (23 \text{ kN})$$

montre que les armatures transversales sont nécessaires et que les dimensions de la section de la poutre sont convenables.

On adopte pour les armatures transversales $d_{tr} = 6$ mm ($f_{tr} = 0{,}283$ cm²); $n = 2$; $F_{tr} = 0{,}283 \times 2 = 0{,}566$ cm².

D'après la formule (VI.53), l'effort de calcul par unité de longueur de la poutre encaissé par les armatures transversales est évalué à

$$q_{tr} = \frac{Q^2}{4 k_2 b h_0^2 R_{tr}} = \frac{8000^2}{4 \times 2 \times 20 \times 36{,}5^2 \times 7{,}5} =$$

$$= 40 \text{ kgf/cm } (400 \text{ N/cm}) < \frac{R_{tr} b}{2} = \frac{7{,}5 \times 20}{2} = 75 \text{ kgf/cm } (750 \text{ N/cm}).$$

L'écartement des armatures transversales calculé suivant la formule (VI.54) est égal à

$$u = \frac{R_{a.tr} F_{tr}}{q_{tr}} = \frac{2150 \times 0,566}{40} = 30 \text{ cm};$$

l'écartement maximal défini par la condition (VI.55) est

$$u_{max} = \frac{0,75 k_2 R_{tr} b h_0^2}{Q} = \frac{0,75 \times 2 \times 7,5 \times 20 \times 36,5^2}{8000} = 37 \text{ cm};$$

enfin, l'écartement dicté par les dispositions constructives (voir § VI.1) doit être $u \leqslant h/2 = 40/2 = 20$ cm; $u \leqslant 15$ cm.

On retient comme écartement des armatures transversales la plus petite des valeurs obtenues, soit $u = 15$ cm.

Calcul des armatures relevées

Les armatures relevées sont utilisées assez rarement, dans le but de renforcer des parties isolées de la poutre où les efforts tranchants sont particulièrement grands. L'emplacement des armatures relevées, c'est-à-dire des barres longitudinales isolées déviées de façon à passer de la zone tendue vers la zone comprimée, est défini par le calcul suivant les sections normales et obliques (fig. VI.16). Les armatures seront relevées dans les zones où $Q > Q_{tr.b}$ (voir formule (VI.50)).

La condition de résistance suffisante d'une pièce à armatures relevées, définie pour une section oblique d'après la formule (VI.42), peut être mise sous la forme

$$Q \leqslant R_{a.tr} F_r \sin \alpha + Q_{tr.b}. \qquad \text{(VI.59)}$$

La section à donner aux armatures relevées sera donc

$$F_r = \frac{Q - Q_{tr.b}}{R_{a.tr} \sin \alpha}. \qquad \text{(VI.60)}$$

Dispositions constructives garantissant la condition du moment

La capacité portante de la section oblique vis-à-vis du moment fléchissant (voir le second membre de l'inégalité (VI.41)) ne doit pas être inférieure à celle de la section normale passant par D (voir fig. VI.16). Les dispositions constructives exposées ci-après garantissent cette condition, rendant superflu le calcul des sections obliques en fonction du moment fléchissant.

Si l'ancrage des armatures longitudinales sur l'appui libre est exécuté conformément aux prescriptions du § III.3, c'est-à-dire si la résistance de ces armatures est complètement utilisée en travée, la résistance suffisante en flexion de la pièce est garantie dans toutes les sections obliques qui prennent naissance près du nu de l'appui.

En pratique, les poutres sont fabriquées le plus souvent sans armatures relevées. En effet, si toutes les armatures longitudinales

tendues sont prolongées jusqu'aux appuis et convenablement ancrées, la condition du moment se trouve satisfaite en toute section oblique même sans l'intervention des armatures transversales, grâce aux seules armatures longitudinales dont la proportion a été calculée pour la section normale en prenant une valeur non inférieure du moment fléchissant. Il devient inutile, dans ces conditions, de calculer les sections obliques vis-à-vis du moment fléchissant.

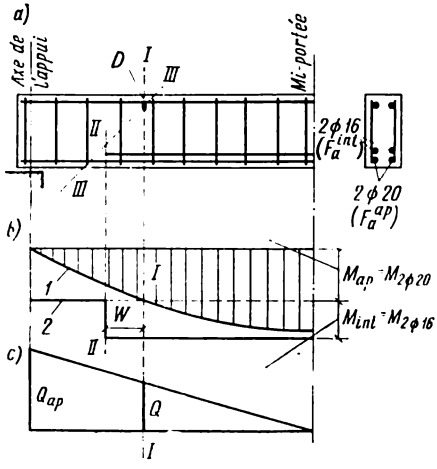


FIG. VI.19. Recherche du point d'interruption des armatures en travée:

a, plan de ferraillage de la pièce; *b*, diagramme des moments; *c*, diagramme des efforts tranchants; *I-I*, point d'interruption théorique des barres 2ø16; *II-II*, point d'interruption pratique de ces barres; *1*, diagramme des moments provenant de la charge; *2*, diagramme des moments reportés par les sections normales de la pièce (diagramme des matériaux)

Afin de diminuer la dépense d'acier, il est permis d'interrompre une fraction des armatures longitudinales (jusqu'à 50 % de la section calculée) en travée, là où elles deviennent inutiles conformément au calcul de la pièce suivant les sections normales.

Les barres interrompues doivent être cependant prolongées au-delà du point d'interruption théorique, conformément au diagramme des moments fléchissants (section *I-I* sur la figure VI.19), d'une longueur w sur laquelle l'absence des armatures longitudinales sera compensée par des armatures transversales, de façon à garantir la condition des moments dans les sections obliques (section *III-III* sur la figure VI.19, *a*). Compte tenu de ces considérations et des conditions d'ancrage des barres interrompues dans le béton, la longueur w sera choisie égale à la plus grande des deux valeurs suivantes:

$$w = \frac{Q - Q_r}{2q_{tr.w}} + 5d; \quad w = 20d, \qquad \text{(VI.61)}$$

où Q est l'effort tranchant de calcul dans le point d'interruption théorique de la barre (section *I-I* sur la figure VI.19) correspondant à la charge pour laquelle ce point a été calculé; Q_r est l'effort tranchant reporté par les armatures relevées dans le point d'interruption théorique, au cas où la pièce en comporte; $q_{tr.w}$ est l'effort par unité de la longueur repris par les armatures transversales, calculé pour résister au moment fléchissant exercé sur les armatures transversales dans la section oblique (section *III-III* sur la figure VI.19, *a*); d est le diamètre de la barre interrompue.

Les quantités Q_r, $q_{tr.w}$ sont calculées en utilisant les équations

$$Q_r = R_a F_r \sin \alpha, \qquad \text{(VI.62)}$$

$$q_{tr.w} = R_a F_{tr}/u. \qquad \text{(VI.63)}$$

S'il n'y a aucune armature relevée dans la zone d'interruption des barres, on pose $Q_r = 0$ dans la première formule (VI.61).

Proposons-nous de chercher le point d'interruption des armatures en travée en prenant à titre d'exemple le cas montré sur la figure VI.19. Portons sur le diagramme des moments provenant des charges de calcul extérieures l'ordonnée du moment subi par la section normale de la pièce en béton armé, à condition que cette section contienne uniquement des armatures non interrompues en travée (F_a^{ap} pour $2\varnothing 20$, avec $M_{ap} = M_{2\varnothing 20}$ sur la figure). La valeur de cette ordonnée sera calculée par la formule

$$M_{ap} = R_a F_a^{ap} z_b. \qquad \text{(VI.64)}$$

Ce sont les points de rencontre de M_{ap} avec le diagramme des moments de calcul qui définissent le point d'interruption théorique des barres *I-I*. Le point d'interruption pratique *II-II* doit se trouver à une distance w de *I-I*. Sur le diagramme des efforts tranchants on distingue l'ordonnée Q qui a été introduite dans la formule (VI.61) de w.

§ VI.5. CALCUL À LA FISSURATION DES PIÈCES PRÉCONTRAINTES

Lors du calcul à la formation des fissures normales dans une pièce précontrainte fléchie, l'état-limite de cette dernière est assimilé à l'état final du stade *I* (fig. VI, 10, *c*). On voit sur la figure VI.20, *b* le schéma des efforts et des contraintes adopté pour le calcul à la fissuration d'une pièce de section rectangulaire. Pour simplifier, le diagramme curviligne des contraintes dans le béton a été remplacé par un diagramme rectangulaire approché en zone tendue et par un diagramme triangulaire en zone comprimée (pour $\sigma_b \leqslant 0{,}7\ R_{trII}$).

Immédiatement avant l'apparition des fissures, on admet que la contrainte dans le béton est égale à R_{trII}, c'est-à-dire à la résistance de calcul à la traction du béton suivant les états-limites d'utilisation (voir Annexe IV).

La pièce se trouve exposée à l'action simultanée des facteurs suivants:

— un moment fléchissant M. Pour le calculer, on prend les charges de calcul et on les affecte d'un coefficient de surcharge $n > 1$ ou $n = 1$, suivant la catégorie de la résistance à la fissuration de la structure (§ III.1);

— la résultante N_{pc} des efforts de précontrainte exercés sur les armatures F_{pc} et F'_{pc}. En calculant cette résultante, on fait interve-

nir le coefficient de précision de la mise en tension des armatures de précontrainte m_{mt} (voir § III.2).

Les déformations étant supposées varier de façon linéaire suivant la hauteur de section (voir fig. VI.20, *c*), on a

$$\varepsilon_b = \varepsilon_{b.tr} \frac{x_f}{h - x_f}; \quad \varepsilon_{pc} = \varepsilon_{b.tr} \frac{h - x_f - a}{h - x_f};$$
$$\varepsilon'_{pc} = \varepsilon_{b.tr} \frac{x_f - a'}{h - x_f}. \qquad \text{(VI.65)}$$

Les expériences ont montré que le module de déformation du béton soumis à une contrainte de traction maximale est à peu près deux fois plus petit que son module d'élasticité initial E_b. La défor-

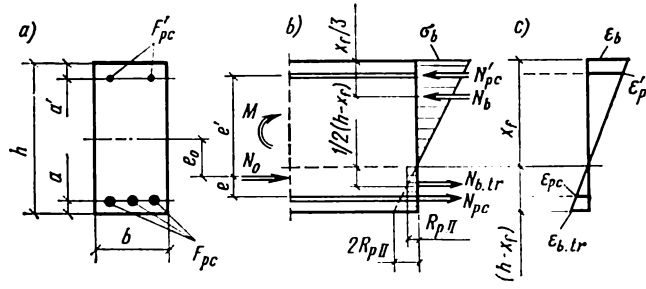


FIG. VI.20. Schéma des efforts et des contraintes pour le calcul à la fissuration d'une pièce fléchie précontrainte:

a, section de la pièce; *b*, diagramme des contraintes dans le béton montrant les efforts de calcul; *c*, diagramme des déformations relatives

mation du béton au bord de la zone tendue se laisse donc mettre sous la forme

$$\varepsilon_{b.tr} = \frac{R_{trII}}{0{,}5E_b} = \frac{2R_{trII}}{E_b}. \qquad \text{(VI.66)}$$

Compte tenu de ce qui précède, on exprime la contrainte dans le béton au bord de la zone comprimée de la section et la contrainte dans les armatures provenant du moment M et de l'effort de précontrainte N_0 avant la fissuration à l'aide des relations

$$\sigma_b = E_b \varepsilon_b = 2R_{trII} \frac{x_f}{h - x_f}; \qquad \text{(VI.67)}$$

$$\sigma_{pc} = E_a \varepsilon_{pc} = E_a \varepsilon_{b.tr} \frac{h - x_f - a}{h - x_f} = 2nR_{trII} \frac{h - x_f - a}{h - x_f}; \qquad \text{(VI.68)}$$

$$\sigma'_{pc} = E_a \varepsilon'_{pc} = E_a \varepsilon_{b.tr} \frac{x_f}{h - x_f - a'} = 2nR_{trII} \frac{x_f - a'}{h - x_f}, \qquad \text{(VI.69)}$$

$$n = E_a / E_b.$$

Les contraintes calculées dans les armatures F_{pc} et F_{pc} sont ajoutées aux contraintes provenant de la précontrainte σ_0 et σ'_0.

Les efforts produits dans l'acier et le béton de la section par le moment M et l'effort de précontrainte N_0 peuvent être calculés à l'aide des relations suivantes:

$$\left.\begin{aligned} &N_{pc}=F_{pc}\sigma_{pc}\,; \quad N'_{pc}=F'_{pc}\sigma'_{pc}\,; \\ &N_b=\frac{\sigma_b x_f b}{2}\,; \quad N_{b.tr}=(h-x_f)\,bR_{trII}. \end{aligned}\right\} \qquad \text{(VI.70)}$$

La hauteur de la zone comprimée de la section se déduit de la condition de nullité de la somme des projections de toutes les forces normales sur l'axe de la pièce:

$$N_0 + N'_{pc} - N'_{pc} + N_{b.tr} - N_b = 0; \qquad \text{(VI.71)}$$

on a après quelques transformations

$$x_f=\frac{bh^2+2nF_{pc}(h-a)+2nF'_{pc}a'+\dfrac{N_0}{R_{trII}}h}{2bh+2n(F_{pc}+F'_{pc})+\dfrac{N_0}{R_{trII}}}. \qquad \text{(VI.72)}$$

La pièce reste exempte de fissures tant que le moment fléchissant M dû aux charges exercées reste inférieur au moment des forces internes dans la section normale de la pièce qui se trouve dans un état correspondant à la limite de résistance à la fissuration du béton. Avec des moments calculés par rapport à un point situé sur la ligne d'action de l'effort N_0 (pour plus de simplicité), cette condition se laisse exprimer par l'inégalité suivante:

$$M \leqslant N_{pc}e + N'_{pc}e' + N_b\left(h-e+a-\frac{x_f}{3}\right) + N_{b.tr}\left(e+a-\frac{h-x_f}{2}\right). \qquad \text{(VI.73)}$$

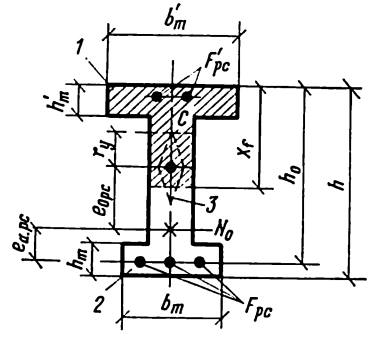


FIG. VI.21. Pour le calcul à la fissuration par la méthode des moments de noyau:
1, zone comprimée; 2, zone tendue; 3, noyau central

Pour une pièce de profil plus complexe (en T ou en double T, voir fig. VI.21), les Normes recommandent une méthode de calcul à la fissuration approchée basée sur les moments de noyau:

$$M_{ext}^{noy} \leqslant M_f, \qquad \text{(VI.74)}$$

où M_{ext}^{noy} le moment des forces extérieures situées d'un même côté de la section considérée, pris par rapport à un axe normal au plan de flexion et passant par un point du noyau central plus éloigné de la zone de la section dont on vérifie la fissuration (le point C sur la

figure VI.21) ; M_f est le moment des forces internes immédiatement avant la fissuration du béton, pris par rapport au même axe.

La hauteur du point C du noyau et le moment M_f se calculent à l'aide des égalités

$$r_y = 0{,}8W_0/F_h \qquad \text{(VI.75)}$$

(on prend 1 au lieu de 0,8 si la pièce fléchie n'est pas précontrainte) ;

$$M_f = R_{trII}\ W_f \pm M_{mt}^{noy}, \qquad \text{(VI.76)}$$

où M_{mt}^{noy} est le moment provenant de l'effort de précontrainte N_0 (après déduction de toutes les pertes) par rapport au même point du noyau, compte tenu du sens de rotation ; W_0 est le module de résistance de la section par rapport à son bord tendu déterminé par les règles de résistance des matériaux élastiques ; $W_{éq}$ est le module de résistance de la section homogène équivalente fictive par rapport à son bord tendu déterminé en tenant compte des déformations anélastiques du béton de la zone tendue (avec le diagramme rectangulaire, voir figure VI.20, *b*) ; le moment M_f peut être calculé sans erreur excessive à l'aide de la formule approchée

$$W_f \approx \gamma W_0, \qquad \text{(VI.77)}$$

où γ est un coefficient égal à 1,75 pour les sections rectangulaire et en T à hourdis comprimé. Quant aux sections en double T (voir la figure VI.21), le coefficient γ est trouvé dans le Tableau VI.2.

TABLEAU VI.2

Valeur du coefficient γ pour les sections dissymétriques en double T (voir fig. VI.21 ; m = membrure)

Caractéristique de la section			γ
b'_m/b	b_m/b	h_m/h	
$\leqslant 3$	$\leqslant 2$	quelconque	1,75
	de 2 à 6	idem	1,5
	>6	$>0{,}1$	1,5
de 3 à 8	$\leqslant 4$	quelconque	1,5
	>4	$\geqslant 0{,}2$	1,5
	>4	$<0{,}2$	1,25
$\geqslant 8$	quelconque	$>0{,}3$	1,5
	idem	$\leqslant 0{,}3$	1,25

Dans le cas où la contrainte dans le béton comprimé σ_b devient si grande que les ordonnées extrêmes maximales du diagramme dépassent R_{prII}, on doit tenir compte aussi des déformations anélastiques du béton comprimé; au lieu du diagramme triangulaire, on considère alors un diagramme en trapèze. Ce cas est peu fréquent; nous omettons de le traiter ici.

Exemple VI.9. Calculer à la fissuration une dalle pleine de dimensions suivantes: $b = 100$ cm, $h = 12$ cm, $F_{pc} = 2{,}545$ cm² (cinq câbles torsadés à sept fils ∅3 mm, voir Annexe VIII), $a = 2{,}2$ cm, $F'_{pc} = 0$; béton lourd de classe M 400; effort de précontrainte (après déduction de toutes les pertes) $N_0 = 21$ tf (210 kN); $M = 1{,}8$ tf·m (18 kN·m).

Solution. On trouve dans les Annexes III, V, VII les valeurs de $R_{trII} = 18$ kgf/cm² (1,8 MPa); $R_{prII} = 225$ kgf/cm² (22,5 MPa); $E_b = 33 \cdot 10^4$ kgf/cm² ($33 \cdot 10^3$ MPa); $E_a = 18 \cdot 10^5$ kgf/cm² ($18 \times \times 10^4$ MPa);

$$n = E_a/E_b = 18 \cdot 10^5/33 \cdot 10^4 = 5{,}45.$$

D'après la formule (VI.72)

$$x_f = \frac{100 \times 12^2 + 2 \times 5{,}45 \times 2{,}545\,(12-2{,}2) + (21\,000/18)\,12}{2 \times 100 \times 12 + 2 \times 5{,}45 \times 2{,}545 + (21\,000/18)} = 8 \text{ cm}.$$

On calcule d'après (VI.67) la plus grande ordonnée des contraintes de compression dans le béton:

$$\sigma_b = 2R_{trII}\frac{x_f}{h-x_f} = 2 \times 18\,\frac{8}{12-8} = 72 \text{ kgf/cm}^2\,(7{,}2 \text{ MPa}) <$$
$$< 0{,}7R_{prII} = 0{,}7 \times 225 = 157 \text{ kgf/cm}^2\,(15{,}7 \text{ MPa}).$$

Les efforts dans le béton se calculent au moyen des formules (VI.70):

$$N_b = \frac{\sigma_b x_f b}{2} = \frac{72 \times 8 \times 100}{2} = 28\,800 \text{ kgf } (288 \text{ kN});$$

$$N_{b.tr} = (h - x_f)\,bR_{trII} = (12 - 8)\,100 \times 18 =$$
$$= 7200 \text{ kgf } (72 \text{ kN}).$$

La vérification de la pièce à la fissuration sera faite conformément à la condition (VI.73) en posant $e = 0$ et $N'_{pc} = 0$:

$$M \leqslant N_b\left(h - a - \frac{x_f}{3}\right) + N_{b.tr}\left(a - \frac{h-x_f}{2}\right),$$

c'est-à-dire que

$$180\,000 \text{ kgf·cm } (18 \text{ kN·cm}) < 28\,800\left(12 - 2{,}2 - \frac{8}{3}\right) +$$
$$+ 7200\left(2{,}2 - \frac{12-8}{2}\right) = 206\,900 \text{ kgf·cm } (20{,}69 \text{ kN·cm}).$$

Ainsi donc, la dalle ne risque pas de présenter des fissures normales.

Exemple VI.10. Dans les conditions de l'exemple VI.9, faire le calcul à la fissuration de la dalle par la méthode des moments de noyau.

Solution. La section homogène équivalente définie par (III.3), est égale à

$$F_{éq} = 12 \times 100 + 5{,}45 \times 2{,}545 = 1214 \text{ cm}^2.$$

Le moment statique de la section par rapport à son bord inférieur est

$$S = 100 \times 12 \times 6 + 5{,}45 \times 2{,}545 \times 2{,}2 = 7230 \text{ sm}^3.$$

La distance entre le bord inférieur et le centre de gravité de la section homogène équivalente est

$$y = \frac{S}{F_{éq}} = \frac{7230}{1214} = 5{,}95 \text{ cm}.$$

Le moment d'inertie de la section homogène équivalente par rapport à l'axe central est

$$J_{éq} = \frac{100 \times 12^3}{12} + 100 \times 12\,(6{,}0 - 5{,}95)^2 +$$
$$+ 5{,}45 \times 2{,}545\,(5{,}95 - 2{,}2)^2 = 14\,600 \text{ cm}^4.$$

Le module de résistance de la section par rapport au bord tendu en phase élastique est

$$W_0 = \frac{J_{éq}}{y} = \frac{14\,600}{5{,}95} = 2450 \text{ cm}^3.$$

Le module de résistance de la section compte tenu des déformations anélastiques se calcule d'après la formule (VI.77) en prenant $\gamma = 1{,}75$:

$$W_f = \gamma W_0 = 1{,}75 \times 2450 = 4280 \text{ cm}^3.$$

La distance du point du noyau éloigné du bord tendu de la section se calcule à l'aide de la formule (VI.75):

$$r_y = 0{,}8\,\frac{W_0}{F_{éq}} = 0{,}8\,\frac{4280}{1214} = 2{,}82 \text{ cm}.$$

Le moment reporté par la section avant la fissuration, défini par la formule (VI.76), est évalué à

$$M_f = R_{trII}\,W_f + M_{pc}^{noy} = R_{trII}\,W_f + N_{pc}\,(y - a + r_y) =$$
$$= 18 \times 4280 + 21\,000\,(5{,}95 - 2{,}2 + 2{,}82) =$$
$$= 77\,000 + 138\,000 = 215\,000 \text{ kgf·cm } (21{,}5 \text{ kN·m}).$$

Rappelons que la valeur de M_f calculée dans l'exemple VI.9 était de 206 900 kgf·cm (20,69 kN·m).

Vérifions la résistance à la fissuration au moyen de la formule (VI.74):

$$M_{\text{ext}}^{\text{noy}} \leqslant M_f;\ 18\ \text{kN}\cdot\text{m} < 21{,}5\ \text{kN}\cdot\text{m},$$

ce qui veut dire que la dalle ne présentera pas de fissures normales.

Dans les zones soumises à l'action de M et de Q, la pièce fléchie risque de présenter des fissures obliques au niveau du centre de gravité de la section de la pièce, ou bien dans la nervure de la section en T, au voisinage du raccordement du hourdis comprimé. Ces fissures apparaissent sous l'action des contraintes principales de traction et de compression:

$$\left.\begin{matrix}\sigma_{\text{pr.c}}\\ \sigma_{\text{pr.tr}}\end{matrix}\right\} = \frac{\sigma_x+\sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x-\sigma_y}{2}\right)^2+\tau_{xy}^2}, \qquad \text{(VI.78)}$$

où σ_x et σ_y sont les contraintes normales suivant l'axe de la pièce et sa hauteur respectivement; τ_{xy} sont les contraintes tangentielles provenant des charges extérieures et de la précontrainte.

TABLEAU VI.3

Valeurs des coefficients m_1 et m_2

Classe du béton (lourd)	m_1	m_2
M 400 et au-dessous	0,5	2
M 500	0,375	1,6
M 600	0,25	1,33
M 700	0,125	1,14

Les fissures obliques ne se manifestent pas si les conditions suivantes ont respectées:

$$\sigma_{\text{pr.c}} \leqslant m_1 R_{\text{prII}},\ \sigma_{\text{pr.tr}} \leqslant R_{\text{prII}} \qquad \text{(VI.79)}$$

ou

$$\sigma_{\text{pr.c}} > m_1 R_{\text{prII}},\ \sigma_{\text{pr.tr}} \leqslant m_2 R_{\text{trII}}\left(1-\frac{\sigma_{\text{pr.c}}}{R_{\text{pr.II}}}\right) \qquad \text{(VI.80)}$$

les valeurs des coefficients m_1, m_2 étant tirées du Tableau VI.3.

§ VI.6. CALCUL DES FLÈCHES

Détermination des flèches

Dans le cas général la flèche d'une pièce travaillant à la flexion a pour équation

$$y(x) = \int\int M(x)\frac{1}{\rho}(x)\,dx^2 + C_1x + C_2,$$

où $M(x)$ est l'équation du moment fléchissant et $\frac{1}{\rho}(x)$ l'équation de la courbure.

Pour les pièces en béton armé la courbure n'est pas seulement fonction de la variable axiale x mais aussi de l'état de contrainte et de déformation de la pièce. Dans une pièce où toutes les valeurs de M sont de même signe, la flèche se laisse calculer à l'aide des formules de Résistance des matériaux, en faisant intervenir la relation

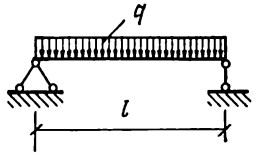
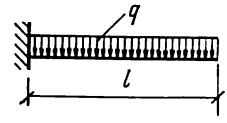
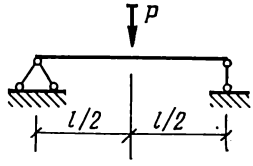
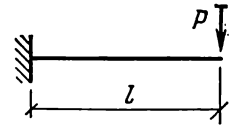
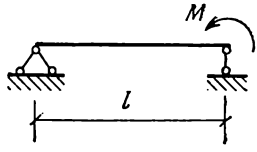
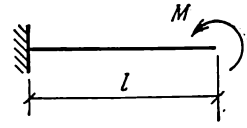
$$y = \frac{1}{B} \int \int M(x)\, dx^2 + C_1 x + C_2$$

dans laquelle la raideur EI invariable au cours de la mise en charge est remplacée par une raideur flexionnelle B qui correspond à l'état considéré de la pièce.

Pour une poutre librement appuyée à simple travée à charge uniformément répartie, la flèche à mi-portée est égale à

$$f = \frac{5ql^4}{384B}.$$

Valeurs du coefficient S

Cas de charge	S	Cas de charge	S
	$\frac{5}{48}$		$\frac{1}{4}$
	$\frac{1}{12}$		$\frac{1}{3}$
	$\frac{1}{8}$		$\frac{1}{2}$

Puisque $\frac{M}{B} = \frac{1}{\rho}$ et que pour la poutre en question on a $M = \frac{ql^2}{8}$, il vient

$$f = \frac{1}{\rho} \frac{5}{48} l^2. \qquad \text{(VI.81)}$$

Dans le cas général, pour une pièce de section constante chargée comme une poutre librement appuyée ou une poutre cantilever, on a

$$f = \frac{1}{\rho} S l^2. \qquad \text{(VI.82)}$$

Courbure d'une pièce sans fissures normales en zone tendue

Les pièces en question se rapportent aux pièces précontraintes dont la résistance à la fissuration doit satisfaire aux exigences des catégories 1 et 2.

La courbure de la pièce $1/\rho$ s'écrit sous forme d'une somme

$$\frac{1}{\rho} = \frac{1}{\rho_{cd}} + \frac{1}{\rho_{ld}} - \frac{1}{\rho_{cf}} - \frac{1}{\rho_{cf.p}}, \qquad \text{(VI.83)}$$

où $\frac{1}{\rho_{cd}}$ et $\frac{1}{\rho_{ld}}$ sont les courbures calculées respectivement pour les surcharges de courte durée et pour les charges permanentes et les surcharges de longue durée à l'aide de la formule

$$\frac{1}{\rho_i} = \frac{\overline{M}c}{0{,}85 E_b J_{éq}} \qquad \text{(VI.84)}$$

dans laquelle $\overline{M}$ est le moment fléchissant produit par la charge correspondante et c un coefficient qui traduit l'effet du fluage différé du béton : pour le béton lourd on prend $c = 1$ en considérant les surcharges de courte durée et $c = 2$ en considérant les charges permanentes et les surcharges de longue durée (le degré hygrométrique de l'air étant supérieur à 40 %). Le coefficient 0,85 tient compte de l'effet du fluage rapide du béton.

La courbure $\frac{1}{\rho_{cf}}$, qui caractérise la contre-flèche produite par une action de courte durée de l'effort de précontrainte N_0, est égale à

$$\frac{1}{\rho_{cf}} = \frac{N_0 e_{0pc}}{0{,}85 E_b J_{éq}}. \qquad \text{(VI.85)}$$

La courbure $\frac{1}{\rho_{cf.p}}$, qui caractérise la contre-flèche entraînée par le retrait et le fluage du béton précontraint s'écrit

$$\frac{1}{\rho_{cf.p}} = \frac{1}{E_a h_0} (\sigma_p - \sigma'_p), \qquad \text{(VI.86)}$$

où σ_p et σ'_p sont les contraintes numériquement égales à la somme des pertes de précontrainte de l'acier par fluage et retrait du béton, soit à $\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9$ (voir § III.2), calculées respectivement au niveau du centre de gravité de l'armature longitudinale tendue et de la fibre comprimée extrême du béton.

Si la pièce présente des fissures refermées, les valeurs calculées de $\frac{1}{\rho_{cd}}$, $\frac{1}{\rho_{cf}}$, $\frac{1}{\rho_{ld}}$ doivent être majorées de 20 %.

Courbure d'une pièce avec fissures normales en zone tendue

Les pièces en question se rapportent aux pièces en béton armé non précontraint, ainsi qu'aux pièces précontraintes dont la résistance à la fissuration doit satisfaire aux exigences de la 3e catégorie. L'état

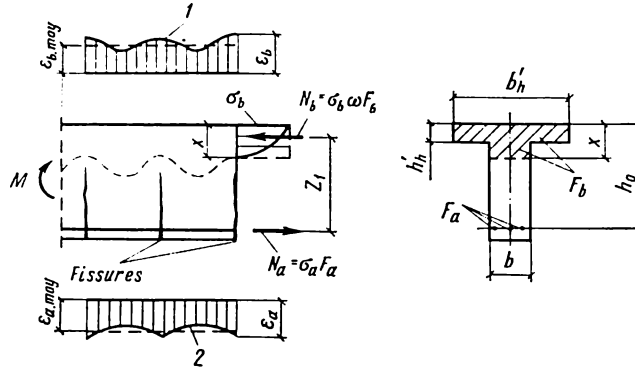


FIG. VI.22. Etat de contrainte et de déformation d'une pièce fléchie avec des fissures normales en zone tendue:

1, déformations du béton au bord de la zone comprimée; *2*, déformation de l'armature tendue

de contrainte et de déformation d'une telle pièce est montré sur la figure VI.22. Les déformations relatives moyennes des armatures tendues et des fibres extrêmes du béton comprimé peuvent être représentées, conformément à la figure, sous la forme

$$\varepsilon_{a.moy} = \psi_a \varepsilon_a = \psi_a \frac{\sigma_a}{E_a} = \psi_a \frac{M}{E_a F_a z_1} \qquad \text{(VI.87)}$$

et

$$\varepsilon_{b.moy} = \psi_b \varepsilon_b = \psi_b \frac{\sigma_b}{\nu E_b} = \psi_b \frac{M}{\nu E_b F_b z_1}, \qquad \text{(VI.88)}$$

où le coefficient ψ_a est le rapport de la valeur moyenne des déformations de l'armature à leur valeur maximale (au droit de la fissure). Il caractérise le travail du béton tendu entre deux fissures voisines.

Le coefficient ψ_b caractérise la répartition irrégulière des déformations de la couche comprimée extrême du béton sur la longueur du bloc entre deux fissures voisines. On a pour le béton lourd $\psi_b = 0{,}9$. Le coefficient ν tient compte de l'état élastoplastique du béton dans la zone comprimée. On prend pour le béton lourd $\nu = 0{,}45$ si la surcharge est de courte durée et $\nu = 0{,}15$ si elle est de longue durée.

La courbure de la pièce (fig. VI.23) se laisse déduire de la similitude des triangles OAB et CDE :

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\varepsilon_{a.moy} + \varepsilon_{b.moy}}{h_0}. \qquad \text{(VI.89)}$$

Compte tenu des relations (VI.87) et (VI.88) et des effets de la précontrainte, la courbure peut aussi être mise sous la forme

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_f}{h_0 z_1}\left[\frac{\psi_a}{E_a F_a} + \frac{\psi_b}{(\gamma' + \xi)\, bh\nu E_b}\right] - \frac{N_0 \psi_a}{h_0 E_a F_a}, \qquad \text{(VI.90)}$$

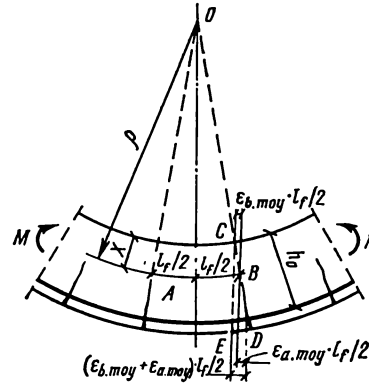


FIG. VI.23. Déformation d'une pièce fléchie après la formation des fissures

où M_f est un moment fictif calculé par rapport à un axe normal au plan d'action du moment et passant par le centre de gravité de la section de l'armature tendue (en service), dû à toutes les forces extérieures (y compris l'effort de précontrainte N_0) situées du même côté de la section considérée de la pièce.

Le bras de levier du couple de forces internes z_1 dans la section fissurée se calcule à l'aide de la formule

$$z_1 = h_0\left[1 - \frac{\gamma' h_h'/h_0 + \xi^2}{2(\gamma' + \xi)}\right], \qquad \text{(VI.91)}$$

où

$$\gamma' = \frac{(b_h' - b)\, h_h' + F_a' n/2\nu}{bh_0}. \qquad \text{(VI.92)}$$

Pour la hauteur relative de la zone comprimée d'une section normale fissurée ξ, les Normes proposent une formule empirique

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{1}{1{,}8 + [1 + 5(L + T)]/10\mu n}, \qquad \text{(VI.93)}$$

où

$$L = \frac{M_f}{bh_0^2 R_{prII}}; \quad T = \gamma'(1 - h_h'/2h_0). \qquad \text{(VI.94)}$$

Pour les sections en T à hourdis relativement mince, on peut poser approximativement

$$z_1 = h_0 - \frac{h'_h}{2}. \qquad \text{(VI.94a)}$$

Pour les structures en béton lourd, le coefficient ψ_a est calculé à l'aide de la formule recommandée dans les Normes:

$$\psi_a = 1{,}25 - sm - \frac{1 - m^2}{(3{,}5 - 1{,}8m)\, e_{a.moy}/h_0} \leqslant 1, \qquad \text{(VI.95)}$$

dans laquelle (pour les pièces fléchies)

$$m = \frac{R_{trII} W_f}{M_{ext}^{noy} - M_{pc}^{noy}} \leqslant 1, \qquad \text{(VI.96)}$$

avec $M_{ext}^{noy} = M$ (pour les pièces fléchies) et

$$M_{pc}^{noy} = N_0 (e_{0pc} + r_b) \qquad \text{(VI.97)}$$

(e_{0pc} est montré sur la figure VI.21).

L'excentricité $e_{a.moy}$ de la force N_0 par rapport au centre de gravité de la section des armatures tendues (en service) et le rapport de $e_{a.moy}$ à h_0 se calculent à l'aide des formules

$$e_{a.moy} = \frac{M_f}{N_0}; \quad \frac{e_{a.moy}}{h_0} = \frac{M_f}{N_0 h_0} \geqslant \frac{1{,}2}{s}. \qquad \text{(VI.98)}$$

La quantité s prend dans les formules (VI.95) et (VI.98) les valeurs suivantes:

$s = 1{,}1$ pour les charges de courte durée et les armatures en barres à haute adhérence;

$s = 1$ pour les charges de courte durée et les armatures en fils d'acier;

$s = 0{,}8$ pour les charges de longue durée, quelles que soient les armatures.

La courbure dépend de la durée d'action de la charge, puisque les coefficients ψ_a et ν en dépendent.

La courbure totale se présente sous la forme d'une somme

$$\frac{1}{\rho} = \frac{1}{\rho_1} - \frac{1}{\rho_2} + \frac{1}{\rho_3} - \frac{1}{\rho_{cf.p}}, \qquad \text{(VI.99)}$$

où $\frac{1}{\rho_1}$ est la courbure due à l'action de courte durée de toutes les charges et surcharges; $\frac{1}{\rho_2}$ la courbure due à l'action de courte durée des charges permanentes et des surcharges de longue durée; $\frac{1}{\rho_3}$ la courbure due à l'action de longue durée des charges permanentes et des surcharges de longue durée; $\frac{1}{\rho_{cf.p}}$ la courbure caractérisant la contre-flèche due au retrait et au fluage du béton précontraint (voir la formule (VI.86)).

La raideur flexionnelle B de la pièce se déduit de (VI.90):

$$B = \frac{h_0 z_1 E_a F_a}{\psi_a (1 - z_1/e_{a.moy}) + \psi_b r_{a.b}}, \qquad \text{(VI.100)}$$

où

$$r_{a.b} = \frac{E_a F_a}{(\gamma' + \xi)\, b h_0 E_b \nu}. \qquad \text{(VI.100a)}$$

Flèche limite d'une pièce en béton armé

La flèche d'une pièce en béton armé est déterminée en affectant les charges d'un coefficient de surcharge $n = 1$. Elle ne doit jamais dépasser une valeur limite imposée par les Normes en fonction de la portée l exprimée en mètres:

Planchers à plafond plat, couvertures, en m	Flèche limite
$l < 6$	$l/200$
$6 \leqslant l \leqslant 7{,}5$	3 cm
$l > 7{,}5$	$l/300$
Planchers à plafond nervuré, escaliers, en m	
$l < 5$	$l/200$
$5 \leqslant l \leqslant 10$	2,5 cm
$l > 10$	$l/400$

§ VI.7. CALCUL DE L'OUVERTURE DES FISSURES

L'ouverture des fissures normales a_f sous la charge caractéristique est calculée d'après la formule (V.13) en y mettant $k = 1$ et en prenant comme σ_a les contraintes dans les barres de la file extrême des armatures tendues en service:

$$\sigma_a = \frac{M}{F_a z_1}, \qquad \text{(VI.101)}$$

où z_1 est le bras de levier du couple interne en stade II calculé suivant la formule (VI.91).

On peut calculer σ_a d'après la formule simplifiée

$$\sigma_a = R_a \frac{M^c}{M}, \qquad \text{(VI.101a)}$$

où M est le moment de calcul reporté par la section avec les armatures du type donné.

Si la pièce est précontrainte, on retient comme σ_a l'accroissement de la contrainte dans l'armature dû à la charge extérieure:

$$\sigma_a = \frac{M - N_0 (z_1 - e_{a.pc})}{F_a z_1}, \qquad \text{(VI.102)}$$

où z_1 est trouvé d'après la formule (VI.91) et $e_{a.pc}$ est montré sur la figure VI.21.

Dans une pièce fléchie comportant des armatures transversales, l'ouverture des fissures obliques a_f est calculée en mm dans les zones d'action de M et de Q à l'aide de la formule

$$a_f = c_d k (h_0 + 30 d_{max}) \frac{\eta}{\mu_{ft}} \frac{t^2}{E_a^2}, \qquad \text{(VI.103)}$$

où c_d et η sont les mêmes que dans (V.13); d_{max} est le diamètre de la plus grosse barre transversale ou relevée, mm; h_0 est la hauteur de section utile, mm;

$$k = (20 - 1200\mu_{ft})\, 10^3 \geqslant 8 \cdot 10^3; \qquad \text{(VI.104)}$$

$$\mu_{ft} = \mu_{tr} + \mu_r = \frac{F_{tr}}{bu} + \frac{F_r}{bu_r}; \qquad \text{(VI.105)}$$

$$t = \frac{Q}{bh_0} - 0{,}25 \frac{N_0}{F}. \qquad \text{(VI.106)}$$

Dans la formule (VI.106) Q est le plus grand effort tranchant dans la zone considérée de la pièce à proportion d'armatures transversales constante. Seules sont considérées dans le calcul les sections dont la distance à l'appui est non inférieure à h_0.

CHAPITRE VII

PIÈCES EN BÉTON ARMÉ CHARGÉES EN FLEXION COMPOSÉE

§ VII.1. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DES PIÈCES CHARGÉES EN FLEXION-COMPRESSION

Soumise à une flexion-compression, la pièce subit à la fois une force de compression longitudinale N et un moment fléchissant M. Ce peut être le poteau d'un bâtiment industriel sans étage reportant le poids d'un pont roulant (fig. VII.1, *a*), la membrure supérieure d'une ferme sans diagonales (fig. VII.1, *b*), la paroi d'un réservoir enterré

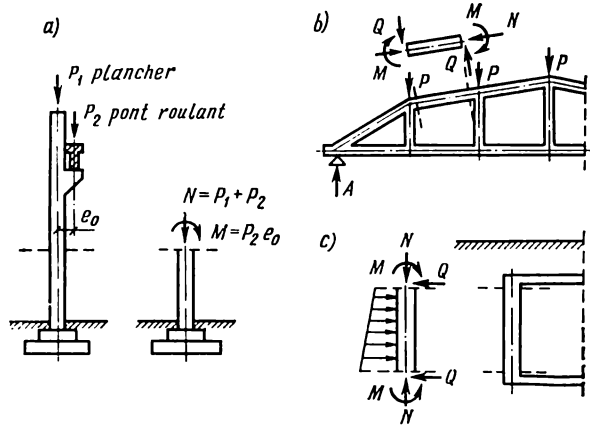


FIG. VII.1. Pièces chargées en flexion-compression:
a, poteau d'un bâtiment industriel; *b*, membrure supérieure d'une ferme sans diagonales; *c*, paroi d'un réservoir enterré

de forme rectangulaire qui subit la poussée latérale du sol ou du liquide et la pression verticale du plancher (fig. VII.1, *c*).

La distance entre la ligne d'action de la force de compression et l'axe longitudinal de la pièce porte le nom d'*excentricité* e_0. Dans le cas général, l'excentricité en un point quelconque d'une pièce faisant partie d'une structure isostatique est égale à

$$e_0 = \frac{M}{N} + e_0^{acc}, \qquad \text{(VII.1)}$$

où e_0^{acc} est l'excentricité accidentelle (voir § IV.1).

Si la structure est hyperstatique, l'excentricité est prise égale à la valeur obtenue par le calcul statique de la structure, mais non inférieure à e_0^{acc}.

Il y a intérêt à augmenter la section de la pièce dans le plan d'action du moment; la section peut être rectangulaire ou avoir la forme d'un T ou d'un double T.

Le ferraillage d'une pièce chargée en flexion-compression est constitué par des barres principales longitudinales (disposées contre les faces courtes du profil de la pièce), dimensionnées conformément au calcul, et des barres transversales ou cadres qui ne sont

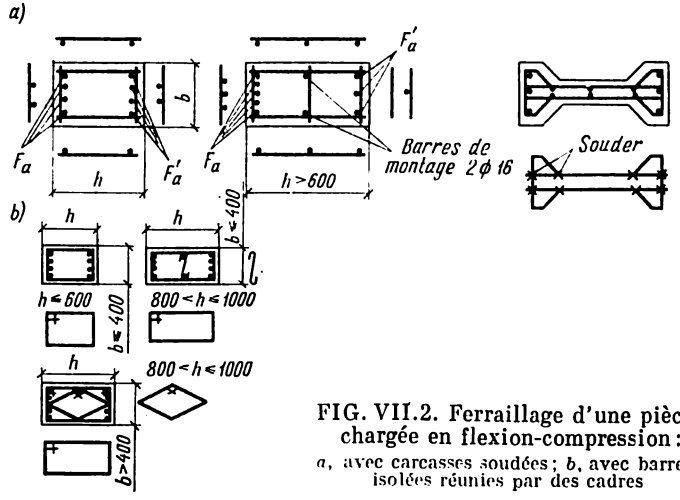


FIG. VII.2. Ferraillage d'une pièce chargée en flexion-compression:
a, avec carcasses soudées; *b*, avec barres isolées réunies par des cadres

pas calculés mais disposés selon les prescriptions des Normes. Toutes les barres sont assemblées de façon à former une carcasse soudée ou (moins souvent) ligaturée.

La proportion optimale des armatures principales contre chaque côté court de la section de la pièce est de 0,5 à 1,2 % de la section.

Les normes établissent une section minimale à donner aux armatures longitudinales dans les pièces comprimées de chaque côté de la section. Exprimée en pour cent, cette section est égale à:

$$\begin{array}{lll} 0{,}05 & \text{si} & l_0/r_g < 17; \\ 0{,}1 & \text{si} & 17 \leqslant l_0/r_g \leqslant 35; \\ 0{,}2 & \text{si} & 30 \leqslant l_0/r_g \leqslant 83; \\ 0{,}25 & \text{si} & l_0/r_g > 83, \end{array}$$

où r_g est le rayon de giration de la section de la pièce dans le plan de l'excentricité de la force longitudinale; l_0 est la longueur de flambement de la pièce comprimée.

Les armatures utilisées dans une pièce chargée en flexion-compression doivent être conformes aux conditions générales établies

pour les structures en béton armé (voir § III.3), mais aussi aux conditions imposées à une pièce comprimée par une force axiale longitudinale (voir § IV.1) ou à une pièce travaillant en flexion simple (voir § VI.1), suivant que l'excentricité de la force de compression est grande ou petite.

Les plans de ferraillage courants sont montrés sur la figure VII.2. La proportion des armatures principales peut être différente aux deux côtés de la section de la pièce: c'est un *ferraillage dissymétrique*. On préfère cependant le ferraillage symétrique, même s'il entraîne une dépense d'acier un peu excessive.

Les carcasses tridimensionnelles (cages d'armatures) sont assemblées à partir de carcasses planes soudées (nappes). Les cages ligaturées sont formées par des barres longitudinales isolées et par des cadres fermés (principaux et éventuellement auxiliaires) entourant ces barres.

Les pièces chargées en flexion-compression sont fabriquées avec précontrainte si l'excentricité de la force de compression est grande, les moments fléchissants devenant importants et une partie de la section travaillant en traction. La précontrainte est utilisée aussi lorsque la pièce est très élancée. Elle améliore la résistance à la fissuration de la pièce, qualité utile en service, et augmente sa raideur qui est nécessaire au cours de la fabrication, du transport et du montage.

§ VII.2. CALCUL D'UNE PIÈCE CHARGÉE EN FLEXION-COMPRESSION

Différents cas de flexion-compression

En fonction de la nature de l'état de contrainte et du mode de rupture de la pièce, on distingue deux cas de flexion-compression.

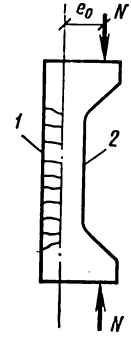


FIG. VII.3. Essai de compression fortement excentrée d'une pièce en béton armé:
1, zone tendue; *2*, zone comprimée

Premier cas. L'excentricité de la force de compression longitudinale est relativement grande. L'état de contrainte et le mode de rupture de la pièce sont voisins de ceux d'une pièce simplement fléchie (fig. VII.3 et VII.4, *a*). La partie de la section éloignée de la

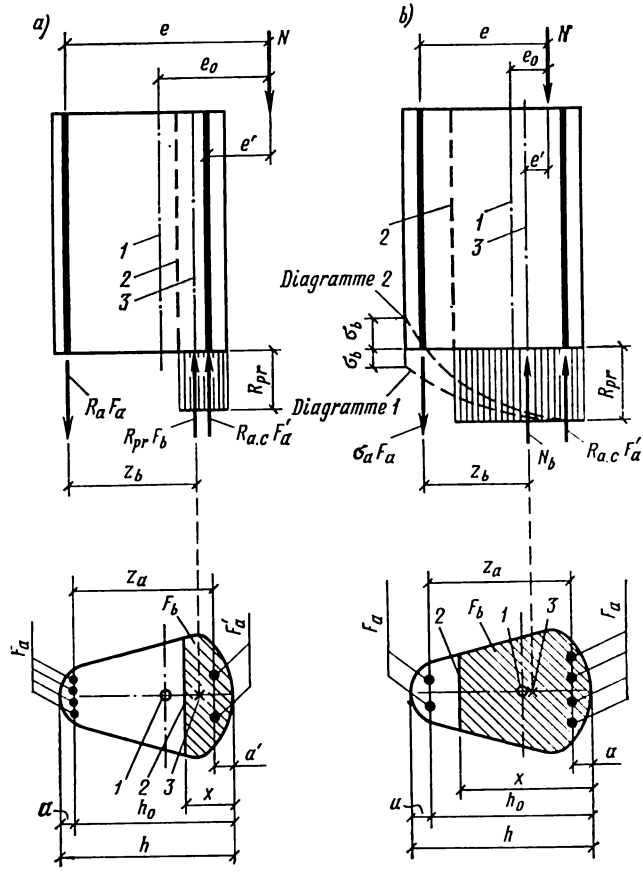


FIG. VII.4. Schémas des efforts dans une pièce chargée en flexion-compression: *a*, cas 1; *b*, cas 2; *1*, axe géométrique de la pièce au sein de la structure; *2*, bord de la zone comprimée; *3*, centre de gravité de la section du béton dans la zone comprimée; F_a, armature plus éloignée de la force de compression longitudinale; F'_a, armature plus proche de la force de compression longitudinale

force est tendue et présente des fissures normales à l'axe longitudinal de la pièce; l'armature disposée dans cette zone reporte la totalité des tractions. Dans la section proche de la force, le béton et l'acier sont comprimés. La ruine de la pièce commence au moment où la limite d'élasticité (apparente ou conventionnelle) est atteinte dans l'acier tendu et se termine quand la contrainte du béton et de l'acier dans la zone comprimée devient égale à la charge de rupture. Si l'acier a un palier d'écoulement, la contrainte dans l'armature tendue reste constante; si l'acier n'a pas de palier, la contrainte augmente légèrement. La ruine est progressive, continue.

Deuxième cas. L'excentricité de la force de compression longitudinale est relativement petite. La zone de compression occupe soit la totalité de la section (voir fig. VII.4, *b*, diagramme *1* en pointillé), soit la plus grande partie de la section, plus proche de la force longitudinale, la partie opposée de la section subissant alors une certaine traction (voir fig. VII.4, *b*, diagramme *2*). La ruine survient lorsque les contraintes dans la partie de la section plus proche de la force deviennent supérieures aux résistances limites (charges de rupture) du béton et de l'acier. Dans la partie de la section éloignée de la force de compression, les contraintes (de compression ou de traction) restent basses, si bien que la résistance des matériaux n'est pas complètement utilisée dans cette zone.

Pièce de profil symétrique quelconque

Les schémas des efforts retenus au calcul de résistance d'une pièce de profil symétrique quelconque soumise à une compression excentrée dans le plan de symétrie sont montrés sur la figure VII.4.

En calculant la capacité portante selon le cas 1, on admet que la résistance de calcul du béton comprimé est constante et égale à R_{pr}, tandis que les résistances de calcul des aciers tendus et comprimés sont prises égales à R_a et à $R_{a.c}$ respectivement. Au calcul selon le cas 2, on remplace les diagrammes des contraintes réels dans le béton (en pointillé sur la figure VII.4, *b*) par un diagramme conventionnel rectangulaire d'ordonnée égale à R_{pr} et l'on prend la résistance de calcul des armatures comprimées de section F'_a égale à $R_{a.c}$. Dans les armatures de section F_a la contrainte σ_a est inférieure à la résistance de calcul.

Sur la figure VII.4 le schéma *a*) correspond à $\xi = x/h_0 \leqslant \xi_R$ et le schéma *b*) à $\xi = x/h_0 > \xi_R$, où ξ_R est la hauteur relative limite de la zone comprimée (voir formule (VI.5)).

Quand $\xi = x/h_0 \leqslant \xi_R$ (voir fig. VII.4, *a*), la position de l'axe neutre est déterminée par l'égalité entre la force longitudinale de calcul N, qui provient des charges extérieures de calcul et de la somme des projections des forces internes de calcul dans l'acier et dans le béton comprimé sur l'axe longitudinal de la pièce:

$$N = R_{pr}F_b + R_{a.c}F'_a - R_aF_a. \qquad \text{(VII.2)}$$

La condition de résistance suffisante de la pièce est résumée par une inégalité qui relie le moment fléchissant $M = Ne$ dû aux charges de calcul extérieures, et la somme des moments des forces internes indiquées pris par rapport à un axe normal au plan du moment fléchissant et passant par le point d'application de la résultante des efforts dans l'armature, tendue par la force extérieure:

$$Ne \leqslant R_{pr}F_bz_b + R_{a.c}F'_az_a, \qquad \text{(VII.3)}$$

où

$$z_a = h_0 - a'. \qquad \text{(VII.4)}$$

Sur la figure VII.4, *a* on a désigné par *e* et *e'* les distances de la force longitudinale N aux centres de gravité des sections des armatures tendue F_a et comprimée F'_a par les charges.

Si la pièce est précontrainte, on introduit dans les formules (VII.2) et (VII.3) les efforts supplémentaires dans les armatures de précontrainte:

$M_{a4}R_{pc}F_{pc}$ dans l'armature F_{pc},

$\sigma'_c F'_{pc}$ dans l'armature F'_{pc}.

Quand $\xi = x/h_0 > \xi_R$ (fig. VII.4, *b*), la résistance de la pièce est calculée comme précédemment d'après la formule (VII.3) mais la hauteur de la zone comprimée est déterminée par l'égalité

$$N = R_{pr}F_b + R_{a.c}F'_a - \sigma_a F_a. \qquad \text{(VII.5)}$$

La contrainte dans l'armature moins sollicitée σ_a est déterminée en fonction du matériau. Par exemple, dans une pièce en béton de classe M 400 et au-dessous, munie d'armatures non précontraintes des classes A-I, A-II, A-III, les contraintes σ_a sont déduites de l'expression

$$\sigma_a = \left(2\,\frac{1 - x/h_0}{1 - \xi_R} - 1\right) R_a \qquad \text{(VII.6)}$$

établie en supposant que la relation entre les contraintes de l'acier et la valeur de ξ est linéaire dans les limites comprises entre $\xi = x/h_0 = 1$ et $\xi = \xi_R$, ce qui est confirmé par les données expérimentales. Au contraire, dans une pièce fabriquée en béton de classe supérieure à M 400 et munie d'armatures de classe supérieure à A-III, la contrainte σ_a est déterminée à l'aide de la formule expérimentale

$$\sigma_a = \frac{4000}{1 - \xi_0 \frac{h_0}{h}} \left(\frac{\xi_0}{\xi} - 1\right), \qquad \text{(VII.7)}$$

où ξ_0 est calculé d'après la formule (VI.6). Pour tenir compte du coefficient $m_{b1} = 0{,}85$, on prend 5000 au lieu de 4000.

La contrainte σ_a obtenue au moyen des formules (VII.6) et (VII.7) est prise en compte avec son signe; sa valeur est contenue entre R_a et $-R_{a.c}$.

Pour un acier à haute résistance sans limite d'élasticité apparente, la relation (VII.7) reste vraie jusqu'à $\sigma_a \approx 0{,}8\,R_a$. Si donc $\sigma_a > 0{,}8\,R_a$, on calcule la valeur de σ_a par la formule

$$\sigma_a = \left(0{,}8 + 0{,}2\,\frac{\xi_{él} - \xi}{\xi_{él} - \xi_R}\right) R_a, \qquad \text{(VII.8)}$$

où $\xi_{él}$ est calculé à l'aide de la formule (VI.5) en y prenant $\sigma_A = 0{,}8\ R_a - \sigma_0$.

Une pièce élancée cède au flambement sous l'action du moment développé pendant la compression excentrée, si bien que l'excentricité de la force longitudinale N devient supérieure à la valeur initiale e_0 (fig. VII.5). Le moment fléchissant devient plus fort, et finalement la pièce se détruit sous l'action d'une force longitudinale moins grande que si elle était courte (peu élancée).

Quand l'élancement de la pièce chargée en flexion-compression est $l_0/r > 14$, le calcul peut être fait au moyen des formules citées mais en introduisant une excentricité majorée (en multipliant l'excentricité initiale e_0 par un coefficient $\eta > 1$).

La valeur du coefficient η se déduit de l'équation

$$\eta = \frac{1}{1 - N/N_{cr}}, \qquad \text{(VII.9)}$$

où

$$N_{cr} = \frac{6{,}4E_b}{l_0^2}\left[\frac{J}{k_{ld}}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + t/k_{pc}} + 0{,}1\right) + nJ_a\right]. \qquad \text{(VII.10)}$$

Dans cette formule sont prises en considération les particularités du béton armé: la coexistence du béton et de l'acier au sein de la même section, les propriétés anélastiques du béton comprimé, l'existence des fissures dans la zone tendue, l'influence de l'action prolongée de la charge sur la raideur de la pièce à l'état-limite.

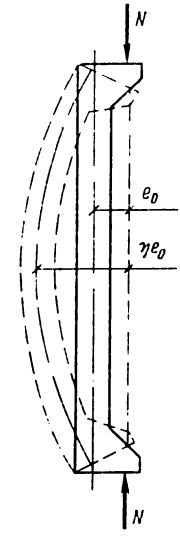


FIG. VII.5. Influence du flambement

Les notations utilisées dans (VII.10) sont les suivantes: l_0, longueur de flambement de la pièce; J, moment d'inertie de la section du béton; J_a, moment d'inertie de la section de l'acier par rapport au centre de gravité de la section du béton; k_{ld}, coefficient traduisant l'influence d'une action de longue durée sur la flèche de la pièce à l'état-limite; k_{pc}, coefficient introduit pour tenir compte de l'influence de la précontrainte de l'armature sur la raideur de la pièce à l'état-limite (en supposant que la contrainte est uniformément répartie dans la section de l'armature de précontrainte).

Les coefficients k_{ld} et k_{pc} sont cherchés en appliquant les relations empiriques suivantes:

$$k_{ld} = 1 + \frac{M_1^{ld}}{M_1}, \qquad \text{(VII.11)}$$

$$k_{pc} = 1 + 40\,\frac{\sigma_{b.pc}}{R_{prII}}\,\frac{e_0}{h}. \qquad \text{(VII.12)}$$

Dans (VII.11) on entend par M_1 et M_1^{ld} les moments par rapport au centre de gravité de la section de l'armature tendue ou la moins comprimée (la section étant entièrement comprimée), qui proviennent respectivement de l'ensemble des charges et surcharges ou de la charge permanente augmentée d'une surcharge de longue durée.

Dans (VII.12) on entend par $\sigma_{b.pc}$ la contrainte créée dans le béton par la force de précontrainte après déduction de toutes les pertes. Si la pièce n'est pas précontrainte, on met $k_{pc} = 1$.

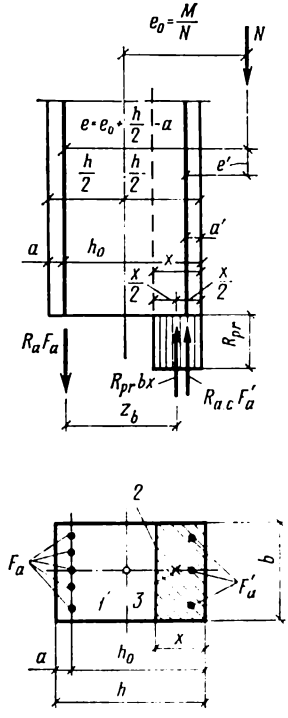


FIG. VII.6. Pour le calcul d'une pièce de section rectangulaire chargée en flexion-compression:

1, axe géométrique de la pièce; 2, bord de la zone comprimée; 3, centre de gravité de la section du béton dans la zone comprimée

La valeur de t dans (VII.10) est prise égale à

$$t = e_0/h \qquad \text{(VII.13)}$$

mais non inférieure à

$$t_{min} = 0{,}5 - 0{,}01\,\frac{l_0}{h} - 0{,}001 R_{pr}, \qquad \text{(VII.14)}$$

valeur empirique où R_{pr} est pris en kgf/cm².

Si $l_0/r < 14$, on pose $\eta = 1$.

S'il se trouve que $N > N_{cr}$, la section est trop petite.

Les armatures transversales de la pièce chargée en flexion-compression sont calculées pour résister à l'effort tranchant suivant les sections obliques, en utilisant les formules de calcul usuelles des pièces simplement fléchies (voir § VI.4).

Pièce de section rectangulaire

On a pour une section rectangulaire (fig. VII.6)

$$F_b = bx\,;\ N_b = R_{pr} bx\,;\ z_b = h_0 - \frac{x}{2}, \qquad \text{(VII.15)}$$

$$e = e_0\eta + \frac{h}{2} - a. \qquad \text{(VII.15a)}$$

La formule de calcul de la capacité portante (VII.3) devient donc

$$Ne \leqslant R_{pr} bx\,(h_0 - 0{,}5x) + R_{a.c} F'_a\,(h_0 - a'). \qquad \text{(VII.16)}$$

La hauteur de la zone comprimée se définit à partir des égalités suivantes:

a) pour $\xi = x/h_0 \leqslant \xi_R$

$$N = R_{pr} bx + R_{a.c} F'_a - R_a F_a\,; \qquad \text{(VII.17)}$$

b) pour $\xi = x/h_0 > \xi_R$

$$N = R_{pr}bx + R_{a.c}F_a' - \sigma_a F_a, \qquad \text{(VII.18)}$$

où σ_a est calculé soit d'après (VII.6), soit d'après (VII.7), en fonction des matériaux mis en œuvre.

Vérification de la capacité portante

Toutes les données sur la section étant connues, on calcule la hauteur de la zone comprimée à partir de (VII.17) en admettant que $\xi = x/h_0 \leqslant \xi_R$. Il vient

$$x = \frac{N - R_{a.c}F_a' + R_a F_a}{R_{pr}b}. \qquad \text{(VII.19)}$$

Ceci fait, on calcule ξ_R à l'aide de (VI.5) et l'on vérifie la condition $x \leqslant \xi_R h_0$. Si cette condition est satisfaite, on vérifie la capacité portante de la pièce à l'aide de la formule (VII.16) en y substituant la valeur trouvée de x. Si la formule (VII.19) donne $x > \xi_R h_0$, on procède à un nouveau calcul de x en utilisant cette fois-ci la formule (VII.18), c'est-à-dire en admettant que les contraintes dans l'armature F_a sont égales à σ_a.

Le béton étant de classe non supérieure à M 400 et l'acier de classe non supérieure à A-III, on porte dans (VII.18) la valeur de σ_a obtenue d'après (VII.6). Il vient

$$x = \frac{N + C - R_a F_a - R_{a.c}F_a'}{R_{pr}b + C/h_0}, \qquad \text{(VII.20)}$$

où

$$C = \frac{2R_a F_a}{1 - \xi_R}. \qquad \text{(VII.21)}$$

La valeur de x ainsi trouvée est portée ensuite dans (VII.16) afin de vérifier la capacité portante de la pièce.

Si l'on reçoit $x > \xi_R h_0$ pour un béton de classe supérieure à M 400 et un acier de classe A-IV et au-dessus, on doit substituer dans (VII.18) la valeur de σ_a obtenue d'après (VII.7), ce qui donne une équation quadratique

$$\xi^2 - \frac{N - R_{a.c}F_a' - DF_a}{R_{pr}bh_0}\xi - \frac{DF_a}{R_{pr}bh_0}\xi_0 = 0, \qquad \text{(VII.22)}$$

où

$$D = \frac{4000}{1 - \xi_0 \dfrac{h_0}{h}}. \qquad \text{(VII.23)}$$

Avec ξ tiré de (VII.22), on calcule la valeur de $x = \xi h_0$ et on la substitue dans la condition (VII.16) afin de vérifier la capacité portante de la pièce.

Exemple VII.1. Vérifier la résistance d'un poteau en béton armé d'après les données suivantes : section $h = 40$ cm, $b = 30$ cm, $F_a = F'_a = 7{,}5$ cm² (armatures 3∅18 A-III contre chaque face de la section); $a = a' = 3$ cm; $h_0 = 40 - 3 = 37$ cm; longueur de flambement $l_0 = 4{,}8$ m; $N = 60$ tf, y compris $N_{1d} = 40$ tf; $M = 3{,}6$ tf·m, y compris $M_{1d} = 2{,}0$ tf·m. Béton M 300 traité par la chaleur, $m_{b1} = 0{,}85$.

Solution. Pour le béton M 300 on trouve dans l'Annexe IV $R_{pr} = 135$ kgf/cm²; compte tenu de $m_{b1} = 0{,}85$, on obtient $R_{pr} = 115$ kgf/cm². Pour l'acier de classe A-III on trouve dans l'Annexe VI $R_a = R_{a.c} = 3600$ kgf/cm², $E_a = 2 \cdot 10^6$ kgf/cm²; dans l'Annexe V on trouve $E_b = 0{,}9 \times 2{,}9 \cdot 10^5 = 2{,}6 \cdot 10^5$ kgf/cm²; $n = E_a/E_b = 2 \cdot 10^6/2{,}6 \cdot 10^5 = 7{,}7$.

La section étant rectangulaire, son rayon de giration est $r = 0{,}29\ h = 0{,}29 \times 40 = 11{,}6$ cm. L'élancement de la pièce est $\lambda = l_0/r = 480/11{,}6 = 41{,}5 > 14$; on doit donc tenir compte du flambement.

Avant de calculer N_{cr} d'après (VII.10), on cherche:

$$J = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 \times 40^3}{12} = 160 \cdot 10^3 \text{ cm}^4;$$

$$J_a = 2F_a \left(\frac{h}{2} - a\right)^2 = 2 \times 7{,}5\ (20 - 3)^2 = 4{,}35 \cdot 10^3 \text{ cm}^4;$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{3{,}6}{60} = 0{,}06 \text{ m} = 6 \text{ cm}.$$

D'après la formule (VII.13) on a $t = e_0/h = 6/40 = 0{,}15$.

D'après la formule (VII.14) on a

$$t_{min} = 0{,}5 - 0{,}01 \frac{l_0}{h} - 0{,}001 R_{pr} =$$

$$= 0{,}5 - 0{,}01 \frac{480}{40} - 0{,}001 \times 115 = 0{,}265.$$

Puisque $t < t_{min}$, on pose $t = t_{min} = 0{,}265$.

Avant de calculer k_{1d}, cherchons d'abord

$$e = e_0 + h/2 - a = 6 + 20 - 3 = 23 \text{ cm};$$

$$M_1 = Ne = 60 \times 0{,}23 = 13{,}8 \text{ tf·m};$$

$$M_1^{1d} = N_{1d}\, e = 40 \times 0{,}23 = 9{,}2 \text{ tf·m}.$$

Cherchons à présent k_{1d} d'après (VII.11). Il vient

$$k_{1d} = 1 + \frac{M_1^{1d}}{M_1} = 1 + \frac{9{,}2}{13{,}8} = 1{,}67.$$

La force critique N_{cr} sera déterminée à l'aide de la formule (VII.10) en posant $k_{pc} = 1$ (le poteau n'est pas précontraint):

$$N_{cr} = \frac{6{,}4E_b}{l_0^2}\left[\frac{J}{k_{ld}}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+t}+0{,}1\right)+nJ_a\right]=$$

$$=\frac{6{,}4\times 2{,}6\cdot 10^5}{480^2}\left[\frac{160\cdot 10^3}{1{,}67}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+0{,}265}+0{,}1\right)+7{,}7\times 4{,}35\cdot 10^3\right]=$$

$$=520\,000\ \text{kgf}=520\ \text{tf}.$$

D'après (VII.9)

$$\eta=\frac{1}{1-N/N_{cr}}=\frac{1}{1-60/520}=1{,}13.$$

D'après (VII.15a)

$$e=e_0\eta+\frac{h}{2}-a=6\times 1{,}13+20-3=23{,}8\ \text{cm}.$$

D'après (VII.29)

$$x=\frac{N}{R_{pr}b}=\frac{60\,000}{115\times 30}=17{,}3\ \text{cm};$$

$$\xi=\frac{x}{h_0}=\frac{17{,}3}{37}=0{,}47.$$

D'après (VI.6)

$$\xi_0 = 0{,}85 - 0{,}0008\ R_{pr} = 0{,}85 - 0{,}0008 \times 115 = 0{,}76.$$

D'après (VI.5), en remplaçant 4000 par 5000 et en mettant $\sigma_A = R_a = 3600$ kgf/cm^2,

$$\xi_R=\frac{\xi_0}{1+\frac{R_a}{5000}\left(1-\frac{\xi_0}{1{,}1}\right)}=\frac{0{,}76}{1+\frac{3600}{5000}\left(1-\frac{0{,}76}{1{,}1}\right)}=0{,}51.$$

Puisque $\xi < \xi_R$, la résistance doit être vérifiée en appliquant la formule (VII.16):

$$Ne \leqslant R_{pr}bx\,(h_0 - 0{,}5\ x) + R_{a.c}F'_a\,(h_0 - a').$$

Il vient

$$60\,000 \times 23{,}8 \leqslant 115 \times 30 \times 17{,}3\,(37 - 8{,}65) + 3600 \times$$
$$\times\ 7{,}5\,(37 - 3);$$

$$1{,}44\cdot 10^6 < 1{,}69\cdot 10^6 + 0{,}91\cdot 10^6.$$

La résistance est bonne.

Exemple VII.2. Vérifier la capacité portante de la pièce étudiée dans l'exemple VII.1 mais en prenant $N = 80$ tf (au lieu de 60 tf).

Solution.

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{3{,}6}{80} = 0{,}045 \text{ m} = 4{,}5 \text{ cm}.$$

$$t = e_0/h = 4{,}5/40 = 0{,}112\,; \quad t_{\min} = 0{,}265\,; \quad t = 0{,}265.$$

$$e = e_0 + \frac{h}{2} - a = 4{,}5 + 20 - 3 = 21{,}5 \text{ cm}.$$

$$M_1 = Ne = 80 \times 0{,}215 = 17{,}2 \text{ tf}\cdot\text{m}.$$

$$M_1^{\text{ld}} = N_{\text{ld}} e = 40 \times 0{,}215 = 8{,}6 \text{ tf}\cdot\text{m}.$$

$$k_{\text{ld}} = 1 + \frac{M_1^{\text{ld}}}{M_1} = 1 + \frac{8{,}6}{17{,}2} = 1{,}5.$$

$$N_{\text{cr}} = \frac{6{,}4 \times 2{,}6 \cdot 10^5}{480^2} \left[\frac{160 \cdot 10^3}{1{,}5} \left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + 0{,}265} + 0{,}1 \right) + 7{,}7 \times 4{,}35 \cdot 10^3 \right] =$$

$$= 545\,000 \text{ kgf} = 545 \text{ tf}.$$

$$\eta = \frac{1}{1 - 80/545} = 1{,}17.$$

$$e = e_0 \eta + h/2 - a = 4{,}5 \times 1{,}17 + 20 - 3 = 22{,}3 \text{ cm}.$$

D'après (VII.21)

$$C = \frac{2R_{\text{a}} F_{\text{a}}}{1 - \xi_R} = \frac{2 \times 3600 \times 7{,}5}{1 - 0{,}51} = 110\,000.$$

D'après (VII.20)

$$x = \frac{N + C - R_{\text{a}} F_{\text{a}} - R_{\text{a.c}} F'_{\text{a}}}{R_{\text{pr}} b + C/h_0} =$$

$$= \frac{100\,000 + 110\,000 - 3600 \times 7{,}5 - 3600 \times 7{,}5}{115 \times 30 + 110\,000/37} = 24{,}2 \text{ cm}.$$

$$x > \xi_R h_0 = 0{,}51 \times 37 = 18{,}8 \text{ cm}.$$

D'après (VII.16)

$$Ne \leqslant R_{\text{pr}} bx\,(h_0 - 0{,}5\,x) + R_{\text{a.c}} F'_{\text{a}}\,(h_0 - a').$$

Il vient

$$80\,000 \times 22{,}3 \leqslant 115 \times 30 \times 24{,}2\,(37 - 12{,}1) + 3600 \times$$
$$\times 7{,}5\,(37 - 3)\,;$$

$$1{,}7 \cdot 10^6 < 2{,}00 \cdot 10^6 + 0{,}91 \cdot 10^6.$$

La résistance est bonne.

Section à donner aux armatures

Les valeurs de N, l_0, b et h étant supposées connues, on cherche la section à donner aux armatures F_{a} et F'_{a} par la méthode des approximations successives. On commence par poser $\eta = 1$ (car η est

fonction de N_{cr} qui dépend à son tour de la section de l'armature) et l'on détermine les sections nécessaires F_a et F'_a. L'armature étant dimensionnée conformément aux sections calculées, on vérifie la capacité portante comme il vient d'être expliqué plus haut (voir exemples). Si la capacité portante s'avère insuffisante ou exagérée, on corrige le plan de ferraillage adopté (en ajustant parfois aussi la section à donner ou les classes des matériaux à adopter) et l'on fait une nouvelle vérification de la capacité portante.

Dans une pièce élancée, on peut tenir compte de l'influence du flambement dès la première approximation, en introduisant une proportion d'armatures

$$\mu = \frac{F_a + F'_a}{bh_0} = 0{,}01 \text{ à } 0{,}03$$

dans la formule de N_{cr}.

Les formules servant à déterminer F_a et F'_a en première approximation seront déduites des équations usuelles.

Au cas où le ferraillage est dissymétrique, on pose $\xi = \xi_R \times \times (x = x_R)$. Puisqu'on a, conformément au Tableau VI.1 et à la formule (VI.13),

$$R_{pr} b x_R \left(h_0 - \frac{x_R}{2}\right) = A_R b h_0^2 R_{pr},$$

on obtient à partir de (VII.16) et (VII.17)

$$F'_a = \frac{Ne - A_R R_{pr} b h_0^2}{R_{a.c} z_a}, \qquad \text{(VII.24)}$$

$$F_a = \frac{\xi_R R_{pr} b h_0 - N}{R_a} + F'_a \frac{R_{a.c}}{R_a}. \qquad \text{(VII.25)}$$

La section F'_a étant déterminée (soit par le calcul, soit en raison des dispositions constructives), on calcule à l'aide de la formule (VII.16)

$$x(h_0 - 0{,}5x) = \frac{Ne - R_{a.c} F'_a (h_0 - a')}{R_{pr} b}.$$

Divisons le premier et le second membres par h_0^2. Puisque $x/h_0 = \xi$ et qu'on a $\xi(1 - \xi/2) = A_0$ en vertu de (VI.15), il vient

$$A_0 = \frac{Ne - R_{a.c} F'_a (h_0 - a')}{R_{pr} b h_0^2}. \qquad \text{(VII.26)}$$

En fonction de A_0 ainsi trouvé, on choisit ξ dans le Tableau VI.1. Maintenant, connaissant $x = \xi h_0$, on peut calculer la section à donner aux armatures à l'aide de (VII.17):

$$F_a = \frac{\xi R_{pr} b h_0 - N}{R_a} + F'_a \frac{R_{a.c}}{R}. \qquad \text{(VII.27)}$$

Dans la pratique, on adopte très souvent un ferraillage symétrique, surtout lorsque les moments fléchissants s'exercent sur la

pièce avec les signes opposés mais avec des intensités sensiblement égales. Si $F_a = F_a'$ et $R_{a.c} = R_a$, de sorte que $R_{a.c}F_a' = R_aF_a$, on peut calculer x à l'aide de (VII.17):

$$x = \frac{N}{R_{pr}b}. \qquad \text{(VII.28)}$$

Pour cette valeur de x, on obtient ensuite à l'aide de la formule (VII.16)

$$F_a = F_a' = \frac{N\,[e - h_0 + N/(2R_{pr}b)]}{R_{a.c}\,(h_0 - a')} \qquad \text{(VII.29)}$$

Calcul aux états-limites d'utilisation

Le calcul à la fissuration d'une pièce chargée en flexion-compression est effectué au moyen des formules (VI.74) et (VI.76), compte tenu du fait que la force de compression extérieure N, excentrée de e_0 par rapport au centre de gravité de la section, fait naître un moment $M_{ext}^{noy} = N\,(e_0 - r_y)$ par rapport au point du noyau central éloigné du bord tendu de la section.

Pour connaître l'ouverture des fissures, on applique la formule (V.13) en prenant $k = 1$ et en faisant intervenir les contraintes σ_a tirées de la formule (VI.102) dans laquelle $M = N\,(e_a - z_1)$ où e_a est la distance de la force extérieure N à l'armature tendue.

La flèche est calculée d'après la formule (VI.82) dans laquelle la valeur de la courbure $\frac{1}{\rho}$ est tirée de la formule (VI.90), en prenant $M_f = Ne_a + N_0e_{a.pc}$, où $e_{a.pc}$ est la distance entre la force de précontrainte et l'armature tendue, et en remplaçant N_0 par $N_c = N + N_0$ dans le deuxième membre de la formule.

§ VII.3. PIÈCES CHARGÉES EN FLEXION AVEC TRACTION

Parmi les pièces chargées en flexion avec traction, on peut citer les parois des réservoirs (trémies) qui subissent la pression des matières

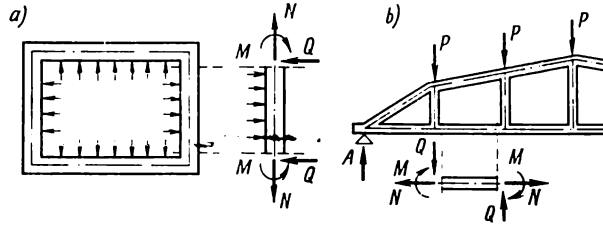


FIG. VII.7. Pièces chargées en flexion avec traction:
1, paroi d'un réservoir (trémie); *2*, membrure inférieure d'une ferme sans diagonales

contenues (fig. VII.7, *a*), les membrures inférieures des fermes sans diagonales (fig. VII.7, *b*) et certaines autres pièces. Elles sont sou-

mises à la fois à une force de traction longitudinale N et à un moment fléchissant M. Ce cas peut être assimilé à l'action d'une force de traction unique N appliquée avec une excentricité $e_0 = M/N$ par rapport à l'axe longitudinal de la pièce.

En fonction de l'excentricité e_0, on distingue deux cas d'état de contrainte et de ruine des pièces (fig. VII.8).

Premier cas. La force de traction N est appliquée à l'intérieur de z_a (fig. VII.8, *a*). La section en béton de l'élément est traversée

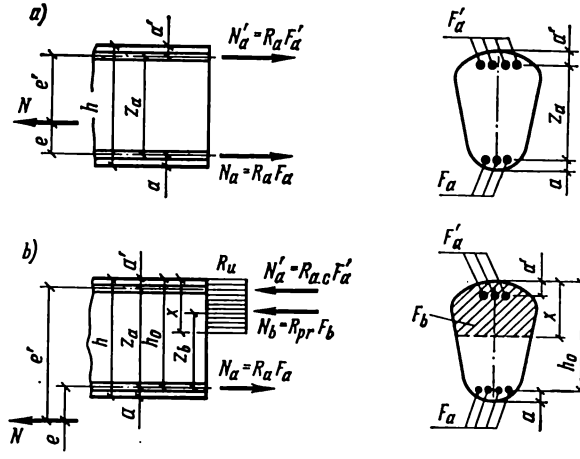


FIG. VII.8. Schémas des efforts dans les pièces chargées en flexion avec traction : *a*, cas 1 (la force de traction agit à l'intérieur de z_a) ; *b*, cas 2 (la force de traction agit en dehors de z_a)

tout entière, de part en part, par des fissures transversales. Dans la section fissurée, seule l'armature longitudinale oppose une résistance à l'effort extérieur. La pièce se rompt lorsque la contrainte dans l'armature longitudinale atteint sa valeur limite.

Deuxième cas. La force de traction N agit en dehors de z_a (fig. VII.8, *b*). Une partie de la section est comprimée (du côté du bord éloigné de N), l'autre partie est tendue, comme pendant une compression fortement excentrée. Après que des fissures se sont produites dans le béton tendu, l'effort de traction est reporté tout entier, dans les sections fissurées, par l'armature tendue. La ruine se produit par épuisement de la résistance de l'acier tendu et du béton comprimé ; l'armature disposée dans la partie comprimée de la section peut travailler à la limite de résistance si la hauteur de la zone comprimée est telle que $z_b < z_a$.

Le ferraillage d'une pièce chargée en flexion avec traction selon le cas 2 est réalisé au moyen de barres longitudinales et transversales, comme pour une pièce chargée en compression excentrée ; si la pièce travaille selon le cas 1, elle est ferraillée comme une pièce chargée en traction simple.

La précontrainte des pièces de profil symétrique quelconque chargées en flexion avec traction s'impose dans les mêmes cas que pour les pièces chargées en traction simple (cas 1) et les pièces simplement fléchies (cas 2). Le calcul de résistance d'une pièce de profil symétrique quelconque chargée en flexion avec traction s'opère en adoptant les schémas d'efforts montrés sur la fig. VII.8.

Dans le cas 1 (fig. VII.8, *a*) les conditions de résistance suffisante de la pièce peuvent se réduire aux équations des moments des forces extérieures et internes, pris par rapport aux axes normaux au plan de flexion et passant par les centres de gravité des armatures F_a et F'_a respectivement :

$$Ne' \leqslant R_a F_a z_a ; \quad Ne \leqslant R_a F'_a z_a . \qquad \text{(VII.30)}$$

Dans le cas 2 (fig. VII.8, *b*) la condition de résistance suffisante de la pièce se réduit à la condition du moment fléchissant :

$$Ne \leqslant R_{pr} F_b z_b + R_{a.c} F'_a z_a . \qquad \text{(VII.31)}$$

Il est commode de déterminer la hauteur de la zone comprimée de

$$R_a F_a - R_{a.c} F'_a - N = R_{pr} F_b . \qquad \text{(VII.32)}$$

Pour une pièce munie d'armatures de précontrainte de sections F_{pc} et F'_{pc}, les formules indiquées ci-dessus prennent la forme

$$Ne' \leqslant (R_a F_a + m_{a4} R_{pc} F_{pc})\, z_a , \quad Ne \leqslant (R_a F'_a + m_{a4} R_{pc} F'_{pc}) ; \qquad \text{(VII.33)}$$

$$Ne \leqslant R_{pr} F_b z_b + R_{a.c} F'_a z_a + \sigma'_c F'_{pc} z_{pc} ; \qquad \text{(VII.34)}$$

$$R_a F_a - R_{a.c} F'_a + m_{a4} R_{pc} F_{pc} - \sigma'_c F'_{pc} - N = R_{pr} F_b . \qquad \text{(VII.32a)}$$

Calcul aux états-limites d'utilisation

Le calcul à la fissuration est effectué au moyen des formules (VI.74) et (VI.76), compte tenu du fait que la force de traction extérieure, excentrée de e_0 par rapport au centre de gravité de la section, fait naître un moment $M_{ext}^{noy} = N(e_a + r_y)$ par rapport au point du noyau central éloigné du bord tendu (e_a étant la distance entre la force N et l'armature tendue).

Pour connaître l'ouverture des fissures, on applique la formule (V.13) en prenant $k = 1{,}2$ et en faisant intervenir les contraintes σ_a tirées de la formule (VI.102) dans laquelle $M = N(e_a + z_1)$.

La flèche est calculée d'après la formule (VI.82) dans laquelle la valeur de la courbure $\frac{1}{\rho}$ est tirée de la formule (VI.90), en prenant $M_f = Ne_a + N_0 e_{a.pc}$, où $e_{a.pc}$ est la distance entre la force de précontrainte et l'armature tendue, et en remplaçant N_0 par $N_c = N_0 - N$ dans le deuxième membre de la formule (VI.90).

CHAPITRE VIII

STRUCTURES EN MAÇONNERIE

§ VIII.1. MATÉRIAUX UTILISÉS EN MAÇONNERIE, LEUR RÉSISTANCE ET DÉFORMATION

La maçonnerie utilisée pour la réalisation des structures des bâtiments et ouvrages représente un ensemble de pierres artificielles ou naturelles réunies par du mortier au fur et à mesure de leur juxtaposition. En fonction de la nature du liant, on distingue les mortiers *de ciment*, les mortiers *de chaux* et les mortiers *composés* (ciment-chaux et argile-ciment). La chaux et l'argile ont la propriété d'augmenter la plasticité et le pouvoir de rétention d'eau du mortier, qualités fort utiles pour la bonne tenue de la maçonnerie. Les mortiers dont la masse volumique à sec γ est supérieure ou égale à 1500 kg/m^3 sont dits *lourds*; si $\gamma < 1500$ kg/m^3, on dit que le mortier est *léger*.

La résistance mécanique de la pierre et du mortier est caractérisée par leur *classe* (ou *marque*): c'est la valeur de la charge de rupture en compression exprimée en kgf/cm^2. La méthode de l'essai de compression est précisée dans des Normes correspondantes. Les matériaux existants sont répartis en catégories suivantes:

— classes 300 à 1000: pierres à haute résistance (pierre naturelle lourde, brique spéciale à haute résistance);

— classes 35 à 250: pierres à résistance moyenne (briques différentes, blocs de céramique et de béton, pierres naturelles légères);

— classes 4 à 25: pierres à basse résistance (calcaires tendres, matériaux bruts).

Les mortiers utilisés sont des classes 4, 10, 25, 50, 75, 100, 150, 200. Un mortier fraîchement posé (ou le mortier dégelé d'un massif de maçonnerie exécuté par la méthode de congélation) a la résistance nulle.

Quant à la résistance au gel, les pierres et les bétons sont divisés en classes Mpa 10 à Mpa 300.

Les classes minimales de résistance mécanique et de résistance au gel sont spécifiées dans les Normes, en fonction du type de la structure, des conditions de son service et du degré de longévité [1]).

---

[1]) La longévité (ou fiabilité) d'une structure présume une durée de service minimale déterminée: 100 ans pour le degré 1, 50 ans pour le degré 2, 20 ans pour le degré 3.

Par exemple, les pierres employées dans les murs extérieurs des bâtiments contenant des liquides et dans les encorbellements des murs (corniches, parapets, etc.) doivent avoir une classe de résistance au gel non inférieure à 50; le mortier employé dans les mêmes conditions sera de classe 50 au moins.

La résistance mécanique de la maçonnerie est fonction de la taille et de la résistance mécanique des pierres; de la composition et de la résistance mécanique du mortier; de l'âge de la construction; du soin apporté à l'exécution des travaux.

Il existe des relations empiriques qui permettent de préciser la valeur moyenne (espérée) de la charge de rupture $\bar{R}$ des différents

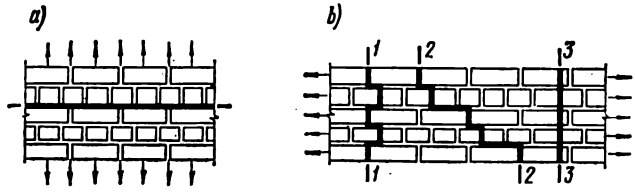


FIG. VIII.1. Tractions exercées sur la maçonnerie:
a, section aux joints en prolongement; *b*, section aux joints en découpe

types de maçonneries, exprimée en kgf/cm² (MPa) [1]. La résistance de calcul est

$$R = \bar{R}/k,$$

où k est un coefficient de sécurité dépendant du matériau. On prend $k = 2$ en compression et $k = 2{,}25$ en traction.

Les Normes citent les valeurs de la résistance de calcul pour tous les types de maçonneries. Nous donnons un Tableau condensé des résistances de calcul à la compression R.

TABLEAU VIII.1

Résistances de calcul à la compression *R* de la maçonnerie de briques de tous types hourdées au mortier lourd, kgf/cm² (MPa)

Classe des briques	Classe du mortier					Résistance nulle du mortier
	100	75	50	25	10	
150	22 (2,2)	20 (2)	18 (1,8)	15 (1,5)	13 (1,3)	8 (0,8)
100	18 (1,8)	17 (1,7)	15 (1,5)	13 (1,3)	10 (1)	6 (0,6)
75	15 (1,5)	14 (1,4)	13 (1,3)	11 (1,1)	9 (0,9)	5 (0,5)
50	—	11 (1,1)	10 (1)	9 (0,9)	7 (0,7)	3,5 (0,35)

[1]) La notion de résistance caractéristique (ou normative) R^c (voir Ch. I) est inapplicable à la maçonnerie, vu que sa résistance mécanique ne fait pas l'objet d'une norme et n'est pas contrôlée par un essai.

La résistance à la traction de la maçonnerie est différente suivant que l'effort de traction s'exerce dans une section qui se confond ou non avec un plan de joint (fig. VIII.1). Elle dépend aussi de la nature de la traction. On a:

— en traction simple $R_{tr} = 0{,}3$ à 2 kgf/cm² (0,03 à 0,2 MPa);

— en flexion-traction $R_{ft} = 0{,}4$ à 3 kgf/cm² (0,04 à 0,3 MPa).

Dans certains cas la résistance de calcul d'une maçonnerie sera réduite en introduisant un coefficient de comportement de la maçonnerie m_m. Par exemple, quand il s'agit d'une pile ou d'un entre-deux de section $F < 0{,}3$ m², il convient de diminuer la résistance de calcul de 20 % en prenant $m_m = 0{,}8$.

On considère à part le cas de *compression locale*: c'est le cas où la section F de la pièce n'est chargée que sur sa partie F_c (surface d'appui d'une ferme, d'une poutre, d'un poteau, etc.). La partie non chargée de la section joue alors le rôle de frette qui s'oppose aux déformations transversales de la maçonnerie dans la partie chargée, grâce à quoi la résistance de calcul sur F_c est augmentée:

$$R_{écr} = \gamma R, \text{ où } \gamma = \sqrt[3]{\frac{F}{F_c}} \leqslant \gamma_1.$$

Si la surface d'écrasement est située de façon non symétrique, il y a lieu de diminuer F en conséquence. Le coefficient γ_1 est fonction de la nature de la maçonnerie et du cas de charge locale. Dans une maçonnerie de briques pleines on a $\gamma_1 = 2$ quand la surface d'écrasement est située dans la partie centrale du mur ou du pilier, et $\gamma_1 = 1{,}2$ quand elle est située près du bord de la pièce.

La déformation de la maçonnerie en service est analogue à celle du béton (voir Ch. II, § II.2):

$$\varepsilon = \varepsilon_{él} + \varepsilon_{pl}.$$

Le module de déformation E sous la contrainte σ est égal à la tangente de l'angle d'inclinaison de la tangente au diagramme $\sigma - \varepsilon$:

$$E = \frac{d\sigma}{d\varepsilon}.$$

D'après la formule empirique due au professeur L. Onichtchik

$$E = E_0 \left(1 - \frac{\sigma}{1{,}1\bar{R}}\right);$$

ici E_0 est le module d'élasticité (module de déformation initial) en kgf/cm² (MPa).

Dans les calculs pratiques on pose

$$E_0 = \alpha\bar{R},$$

en retenant comme $\bar{R}$ la valeur moyenne de la charge de rupture de la maçonnerie égale au double de la résistance de calcul; α est la

constante élastique de la maçonnerie définie dans le Tableau VIII.2 en fonction du type de la maçonnerie et de la classe du mortier.

TABLEAU VIII.2

Constante élastique α de la maçonnerie

Maçonnerie	Classe du mortier			Résistance nulle du mortier
	⩾ 25	10	4	
Briques d'argile, pierres céramiques, blocs de béton léger	1000	750	500	200
Briques de grès	750	500	350	200

§ VIII.2. CALCUL DES PIÈCES COMPRIMÉES

La capacité portante d'une pièce comprimée en maçonnerie non armée est fonction de la résistance mécanique de la maçonnerie, des dimensions de la pièce et de l'excentricité de la force longitudinale e_0. Cette excentricité est due à un décalage permanent ou accidentel de la force N par rapport au centre de gravité de la section de la pièce. Si la pièce subit à la fois l'action d'une force axiale N et d'un moment fléchissant M, on a

$$e_0 = M/N.$$

L'excentricité accidentelle e_0^{acc} n'est prise en compte que dans les murs portants et autoportants d'épaisseur égale ou inférieure à 25 cm. Prise égale à 2 cm pour les murs portants et à 1 cm pour les murs autoportants, elle est ajoutée à l'excentricité e_0.

Dans la maçonnerie non armée, pour les combinaisons fondamentales des charges, l'excentricité e_0 doit être non supérieure à 0,9 y et dans les murs d'épaisseur égale ou inférieure à 25 cm

$$e_0 + e_0^{acc} \leqslant 0{,}8\ y,$$

où y est la distance du centre de gravité de la section au bord le plus comprimé (fig. VIII.2); dans une section rectangulaire on a $y = \frac{h}{2}$. En cas de compression simple ($e_0 = 0$) les contraintes sont uniformément réparties suivant la section de la pièce (voir fig. VIII.2, *a*). Si la force est légèrement excentrée, la distribution des contraintes cesse d'être uniforme, mais la section reste comprimée tout entière (voir fig. VIII.2, *b*). Une excentricité plus marquée fait naître des contraintes de traction σ_{tr} dans la section de la pièce (voir fig. VIII.2, *c*). Si $\sigma_{tr} > R_{ft}$, des fissures apparaissent dans la zone tendue de la section, si bien que l'effort de compression n'est reporté que par la partie F_c de la section. Dans les calculs, on admet

que F_c est symétrique par rapport à N et que les contraintes sont uniformément réparties sur F_c, la contrainte étant supposée égale à $R\omega > R$ (voir fig. VIII.2, *e*).

Dans une pièce comprimée élancée, on doit tenir compte de la diminution de la capacité portante à cause du flambement et de l'augmentation de la flèche due à l'action prolongée de la charge (voir chapitre VII, fig. VII.5).

De cette brève analyse de l'état de contrainte il ressort que le calcul des pièces simplement comprimées se réduit à la condition

$$N \leqslant m_{1d}\varphi FR, \qquad \text{(VIII.1)}$$

où N est la force longitudinale de calcul; F la section de la pièce; R la résistance de calcul à la compression de la maçonnerie; $\varphi \leqslant 1$ est le coefficient de flambement; $m_{1d} \leqslant 1$ un coefficient qui tient compte de la flèche due à l'action de la charge de longue durée.

Si la pièce est comprimée et fléchie, la formule est légèrement différente:

$$N \leqslant m_{1d}\varphi_1 F_c R\omega, \qquad \text{(VIII.2)}$$

où les quantités N, m_{1d}, R sont les mêmes que précédemment; F_c est la surface de la zone comprimée de la section symétrique par rapport à la force N. On a pour une section rectangulaire (voir fig. VIII.2, *e*)

$$F_c = 2b\left(\frac{h}{2} - e_0\right); \qquad \text{(VIII.3)}$$

ω est un coefficient qui tient compte de l'augmentation de la résistance de calcul de la maçonnerie sur F_c; on a pour une section de forme quelconque

$$\omega = 1 + e_0/3y \leqslant 1{,}25 \qquad \text{(VIII.4)}$$

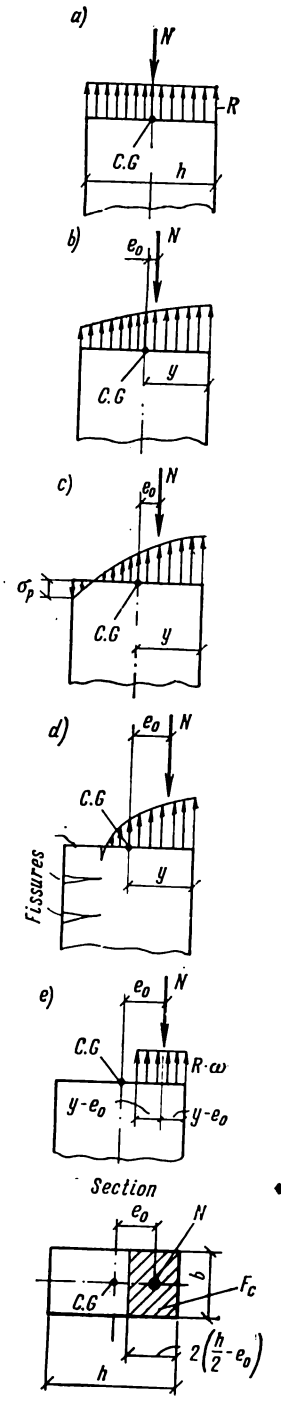


FIG. VIII.2. Etats de contrainte des pièces comprimées

et pour une section rectangulaire

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{1{,}5h} \leqslant 1{,}25 \qquad \text{(VIII.5)}$$

(pour la maçonnerie de pierres naturelles ou de pierres et blocs en béton cellulaires et caverneux on prend $\omega = 1$); φ_1 est le coefficient de flambement introduit pour tenir compte du travail à la compression de la section incomplète de la pièce.

Pour calculer φ, φ_1 et m_{1d}, on a besoin de connaître l'élancement λ de la pièce. On sait que l'élancement est le rapport de la longueur de flambement l_0 au rayon de giration r de la section:

$$\lambda = l_0/r.$$

La longueur de flambement l_0 dépend des conditions de fixation des extrémités de la pièce; pour une pièce librement posée de hauteur H la longueur de flambement est $l_0 = 2\,H$, pour une pièce articulée $l_0 = H$ et pour une pièce partiellement encastrée $l_0 \geqslant \geqslant 0{,}8\,H$ [1]).

Une section rectangulaire de côté h a un rayon de giration $r \approx \approx 0{,}29\,h$; de ce fait, on peut évaluer l'élancement de la pièce directement d'après le rapport l_0/h. Pour le faire, on introduit les notations

$$\lambda^r = l_0/r;\ \lambda^h = l_0/h\ (\lambda^h \approx 0{,}29\ \lambda^r).$$

Quant au coefficient de flambement φ, il ne dépend pas seulement de l'élancement de la pièce mais aussi des propriétés de déformation de la maçonnerie caractérisées par la constante élastique α.

TABLEAU VIII.3

Coefficients de flambement φ

λ_f^h	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
λ_f^r	14	21	28	35	42	49	56	63	70	76	83	90	97	104
φ	1	0,96	0,92	0,88	0,84	0,79	0,74	0,7	0,65	0,61	0,56	0,52	0,49	0,45

[1]) Compte tenu de ces considérations, on met $l_0 = H$ pour les murs et les piliers des bâtiments à étages de hauteur d'étage H; si les murs portent des planchers préfabriqués, on a $l_0 = 0{,}9\,H$; si les planchers sont fabriqués en béton armé coulé in situ, on prend $l_0 = 0{,}8\,H$. Dans un bâtiment industriel sans étages, pour les murs et les piliers de hauteur H, on prend $l_0 = 1{,}5\,H$ si le bâtiment est à simple travée et $l_0 = 1{,}25\,H$ si le bâtiment est à travées multiples.

Le Tableau VIII.3 cite les valeurs de φ en fonction de l'élancement fictif :

$$\lambda_f^r = \frac{l_0}{r}\sqrt{\frac{1000}{\alpha}}, \text{ ou } \lambda_f^h = \frac{l_0}{h}\sqrt{\frac{1000}{\alpha}}.$$

Le coefficient de flambement φ_1 d'une pièce de section rectangulaire est calculé d'après la formule

$$\varphi_1 = \varphi\left[1 - \frac{e_0}{h}(0{,}06\lambda^h - 0{,}2)\right]. \qquad \text{(VIII.6)}$$

Pour une section de forme quelconque, on met $\frac{l_0}{3{,}5r}$ au lieu de λ^h dans (VIII.6).

La diminution de la capacité portante des pièces comprimées due à l'action prolongée de la charge n'est prise en considération que si la section est petite. Ainsi, dans une section rectangulaire de $h < 30$ cm et dans une section de forme quelconque de $r < 8{,}7$ cm on prend

$$m_{1d} = 1 - \eta\frac{N_{1d}}{N}\left(1 + \frac{1{,}2e_{01d}}{h}\right), \qquad \text{(VIII.7)}$$

où N est la force longitudinale totale de calcul ; N_{1d} la force longitudinale de calcul déterminée par les charges de longue durée ; e_{01d} l'excentricité de N_{1d} ; η un coefficient dépendant de l'élancement (voir Tableau VIII.4).

Si $h \geqslant 30$ cm ou $r > 8{,}7$ cm, on met $m_{1d} = 1$.

TABLEAU VIII.4

Coefficients η

λ^h	$\leqslant 10$	12	14	16	18	20	22	24	26
λ^r	$\leqslant 35$	42	49	56	63	70	76	83	90
η	0	0,04	0,08	0,12	0,15	0,2	0,24	0,27	0,31

§ VIII.3. MAÇONNERIE ARMÉE

On appelle *maçonnerie armée* une maçonnerie renforcée par une armature d'acier. Une telle maçonnerie devient plus robuste ou plus stable. Le mortier utilisé en maçonnerie armée doit être d'une classe non inférieure à 50, afin d'assurer une protection efficace de l'acier vis-à-vis de la corrosion.

Pour améliorer la résistance mécanique des pièces en maçonnerie d'élancement $\lambda^h \leqslant 15$ qui présentent une excentricité de la force longitudinale $e_0 \leqslant 0{,}33\ y$, on utilise des *treillis d'armatures* (fig. VIII.3, *a*, *b*) disposés dans les joints horizontaux. Pendant le travail de la pièce soumise à la compression, les treillis s'opposent aux déformations transversales de la maçonnerie et augmentent ainsi sa capacité portante.

Les *armatures longitudinales* (fig. VIII.3, *d*) s'avèrent efficaces pour reporter les tractions dans une pièce simplement fléchie ou

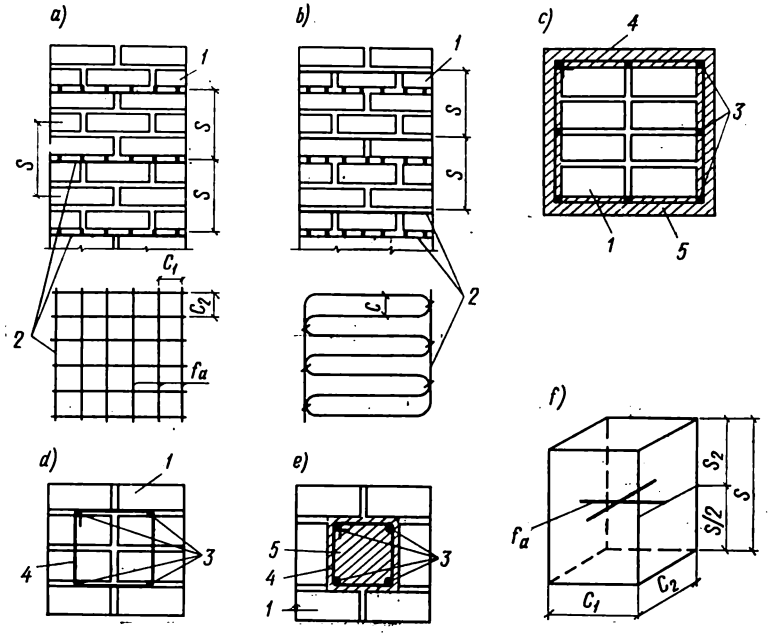


FIG. VIII.3. Maçonnerie armée:
1, maçonnerie; *2*, treillis; *3*, barres longitudinales; *4*, cadres; *5*, béton

comprimée et fléchie à forte excentricité de la force de compression, ainsi que pour améliorer la résistance et la stabilité d'un mur mince. Les barres sont placées soit à l'intérieur de la maçonnerie, dans ses joints verticaux, soit dans la couche extérieure de mortier de ciment et réunies par des cadres transversaux (placés dans les joints horizontaux).

Parfois on utilise aussi des *maçonneries composites*: maçonnerie de pierres renforcée avec du béton armé (fig. VIII. 3, *e*) et maçonnerie frettée (fig. VIII. 3, *c*).

Les maçonneries armées de barres longitudinales et les maçonneries composites ne trouvent qu'un emploi assez restreint, car elles sont difficiles à exécuter. L'état de contrainte des structures en maçonneries de ces types est analogue à celui des structures en bé-

ton. Les méthodes de leur calcul font l'objet de textes réglementaires spéciaux.

Le type d'armature le plus employé dans une maçonnerie de briques et de blocs de céramique (pour une hauteur d'assise non supérieure à 15 cm) est le treillis d'armatures.

Les barres du treillis peuvent se situer en deux directions (treillis rectangulaire) ou en une seule (treillis zigzag). Deux treillis zigzag posés dans deux joints voisins sont équivalents à un seul treillis rectangulaire. Puisque l'épaisseur du joint doit être limitée, les barres d'un treillis rectangulaire ont un diamètre de 3 à 5 mm et celles d'un treillis zigzag jusqu'à 8 mm. L'écartement des barres du treillis varie entre 3 et 12 cm. La distance entre deux treillis voisins ne doit pas être plus grande que cinq assises de briques (40 cm).

La quantité d'armatures est évaluée à l'aide du pourcentage volumique d'armatures μ, rapport du volume de l'acier V_a au volume de la maçonnerie V_m:

$$\mu = \frac{V_a}{V_m} 100.$$

On voit sur la figure VIII.3, *f* que le volume de la maçonnerie $V_m = C_1 C_2 s$ et celui de l'acier $V_a = f_1 C_1 + f_2 C_2$. On a généralement $C_1 = C_2 = C$ et $f_1 = f_2 = f$, si bien que

$$\mu = \frac{2f}{Cs} 100. \qquad \text{(VIII.8)}$$

Les Normes prescrivent $\mu_{min} = 0{,}1$ % et $\mu_{max} = 1$ %.

La résistance de calcul d'une pièce en maçonnerie armée de treillis est calculée comme suit:

— pièce simplement comprimée:

$$R_{m.a} = R + \frac{2\mu R_a}{100} \leqslant 1{,}8R; \qquad \text{(VIII.9)}$$

— pièce comprimée et fléchie:

$$R_{m.a.f} = R + \frac{2\mu R_a}{100} \left(1 - \frac{2e_0}{y}\right). \qquad \text{(VIII.10)}$$

Dans ces formules R est la résistance de calcul de la maçonnerie non armée; R_a la résistance de calcul de l'acier des treillis. On a $R_a = 1500$ kgf/cm² (150 MPa) pour les barres de classe A-I. Si les armatures sont fabriquées en acier de classe B-I, on prend $R_a = 2000$ kgf/cm² (200 MPa) pour $d \leqslant 5{,}5$ mm et $R_a = 1800$ kgf/cm² (180 MPa) pour $d \geqslant 6$ mm.

La formule (VIII.10) permet de remarquer que plus la force longitudinale est excentrée, moins le treillis est efficace du point de vue de la résistance de la maçonnerie. Avec $e_0 = 0{,}5\,y$, le treillis devient inutile ($R_{m.a.f} = R$).

La constante élastique d'une maçonnerie armée de treillis est

$$\alpha_a = \alpha \frac{\overline{R}}{\overline{R}_{m.a}} = \alpha \frac{2R}{2R + \frac{2R'_a \mu}{100}}, \qquad \text{(VIII.11)}$$

où α est la constante élastique de la maçonnerie non armée; $\overline{R}$ est la charge de rupture moyenne en compression de la maçonnerie non armée; $\overline{R}_{m.a}$ est la même grandeur pour la maçonnerie armée.

En calculant $\overline{R}_{m.a}$, on pose $R'_a = 2400$ kgf/cm² (240 MPa) pour les aciers de classe A-I et $R'_a = 3500$ kgf/cm² (350 MPa) pour les aciers de classe B-I.

Les procédés de calcul des pièces comprimées armées de treillis ne diffèrent en rien du procédé employé pour une pièce en maçonnerie non armée (voir § VIII.2), sauf que R dans les formules de calcul est remplacé par $R_{m.a}$ et que les coefficients φ (ou φ_1) sont déterminés en prenant la constante élastique α_a au lieu de α.

C'est ainsi que la formule (VIII.1) appliquée à une pièce simplement comprimée devient

$$N \leqslant m_{1d} \varphi F R_{m.a}; \qquad \text{(VIII.12)}$$

de même, la formule (VIII.2) appliquée à une pièce comprimée et fléchie devient

$$N \leqslant m_{1d} \varphi_1 F_c R_{m.a.f} \omega. \qquad \text{(VIII.13)}$$

§ VIII.4. LES STRUCTURES EN MAÇONNERIE DANS LE BÂTIMENT

Un bâtiment est un système tridimensionnel dont tous les éléments constitutifs (murs, piliers, planchers) travaillent ensemble sous la charge.

Les réactions horizontales engendrées lors de la mise en charge des murs et des piliers sont transmises sur les planchers qui travaillent à la flexion dans leur propre plan, prenant appui soit sur les murs, soit sur d'autres structures suffisamment stables en direction transversale.

Si la distance entre les murs transversaux reste inférieure aux valeurs indiquées dans les Normes [1]), on admet que les planchers constituent des appuis horizontaux fixes vis-à-vis des murs et des piliers : on dit que l'ossature du bâtiment est *rigide*. Tout bâtiment à étages doit avoir une ossature rigide.

---

[1]) La distance maximale entre les murs transversaux ou les autres structures transversales stables est déterminée en fonction du type de la maçonnerie, de la nature du plancher, de la hauteur du bâtiment et de la poussée cinématique du vent. Dans un bâtiment aux murs en briques et aux planchers en béton armé, cette distance peut atteindre 54 m.

Dans un bâtiment à ossature *élastique* les murs et les piliers possèdent un appui horizontal mobile en dessus. Ce cas se présente dans les bâtiments industriels sans étages où les murs transversaux font défaut sur une grande longueur, ainsi que dans le cas où la couverture possède une très faible raideur dans son propre plan (hourdis d'amiante posés sur madriers).

L'épaisseur du mur est choisie de façon à assurer une isolation thermique suffisante. Le mur doit être vérifié à la résistance mécanique. Les Normes contiennent des valeurs limites du rapport β de la hauteur H du mur (pilier) à son épaisseur h. Par exemple, on a $\beta \leqslant 22$ pour un mur portant sans ouvertures constitué de briques de classe égale ou supérieure à 50 et de mortier de classe 25; dans un pilier de la même constitution la valeur de β est diminuée de 25 à 40 % en fonction des dimensions de la section.

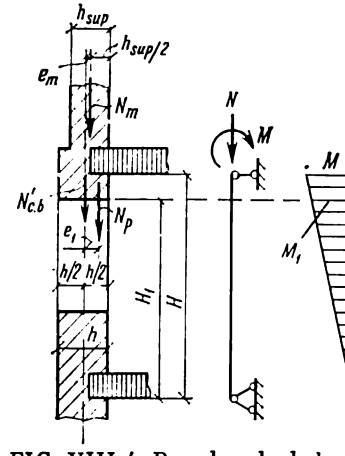


FIG. VIII.4. Pour le calcul du mur en maçonnerie d'un bâtiment à étages multiples à ossature rigide

Lors du calcul pour les charges verticales, le mur d'un bâtiment à étages est assimilé, dans les limites de chaque étage, à une poutre verticale à simple travée articulée en ses extrémités au niveau des planchers (fig. VIII.4). On admet que le mur subit la charge verticale N_p due au poids du plancher au-dessus de l'étage considéré, la charge verticale N_m engendrée par le poids du mur au-dessus de l'étage considéré et de tous les planchers situés au-dessus, et la charge verticale déterminée par son propre poids N_{pp}.

La charge N_p présente généralement une excentricité e_1 relativement au centre de gravité de la section du mur et fait naître un moment

$$M_p = N_p e_1.$$

La charge N_m agit suivant la droite du centre de gravité du mur à l'étage au-dessus. Si le mur a une épaisseur constante, la charge N_m ne produit aucun moment. Si l'épaisseur du mur varie, on a

$$e_m = \pm \frac{h - h_s}{2},$$

où h est l'épaisseur du mur de l'étage considéré et h_s l'épaisseur du mur à l'étage supérieur;

$$M_m = \pm N_m e_m.$$

Le moment total à la base du plancher est

$$M = M_p \pm M_m.$$

La section à calculer dans un mur est celle de l'entre-deux des fenêtres. Dans cette section le moment est un peu plus petit que M (voir fig. VIII.4):

$$M_1 = MH_1/H.$$

L'effort normal est

$$N = N_p + N_m + N'_{mh},$$

où N'_{mh} est le poids de la partie du mur comprise entre la base du plancher et le haut de l'entre-deux.

L'excentricité de N est

$$e_0 = M_1/N.$$

L'entre-deux est calculé en flexion avec compression d'après la formule VIII.2.

§ VIII.5. EXEMPLES DE CALCUL DES PIÈCES EN MAÇONNERIE

Exemple VIII.1. Soit un pilier simplement comprimé en maçonnerie de briques de grès de classe 75 hourdée au mortier de classe 25. Section 51 × 51 cm, longueur de flambement $l_0 = 4{,}8$ m. Force longitudinale de calcul (compte tenu du poids propre) $N = 18$ tf (180 kN). Vérifier le pilier à la résistance mécanique.

Solution. Le Tableau VIII.1 donne $R = 11$ kgf/cm². Puisque la section du pilier est $F = 0{,}51 \times 0{,}51 = 0{,}26$ m² $< 0{,}3$ m², la valeur de R doit être affectée du coefficient de comportement $m_m = 0{,}8$, de sorte que

$$R = 11 \times 0{,}8 = 8{,}8 \text{ kgf/cm}^2.$$

Le Tableau VIII.2 donne la constante élastique de la maçonnerie $\alpha = 750$.

L'élancement fictif de la pièce est

$$\lambda_f^h = \frac{l_0}{h}\sqrt{\frac{1000}{\alpha}} = \frac{480}{51}\sqrt{\frac{1000}{750}} = 9{,}4 \times 1{,}15 = 10{,}6.$$

Le Tableau VIII.3 donne $\varphi = 0{,}87$.

La formule (VIII.1) donne pour $m_{1d} = 1$ (car $h > 30$ cm):

$$N = \varphi FR = 0{,}87 \times 51 \times 51 \times 8{,}8 = 19\,900 \text{ kgf} = 19{,}9 \text{ tf} = 199 \text{ kN},$$

$$19{,}9 \text{ tf} > 18 \text{ tf} \quad (199 \text{ kN} > 180 \text{ kN}).$$

La résistance est bonne.

Exemple VIII.2. Déterminer la capacité portante d'un pilier simplement comprimé en maçonnerie armée de treillis. Section 64 × 64 cm, hauteur (longueur de flambement) $l_0 = 5{,}4$ m, maçon-

nerie de briques d'argile de classe 100 hourdée au mortier de classe 50. Treillis posés de trois en trois assises de briques (s = 23 cm), en fil d'acier de classe B-I, diamètre 4 mm (f = 0,126 cm²), écartement des barres c = 6 cm dans les deux directions.

Solution. Le Tableau VIII.1 donne R = 15 kgf/cm² (1,5 MPa); $F = 0{,}64 \times 0{,}64 > 0{,}3$ m²; $m_m = 1$.

D'après la formule (VIII.8)

$$\mu = \frac{2f}{Cs}\,100 = \frac{2 \times 0{,}126}{6 \times 23}\,100 = 0{,}183\,\% > \mu_{min} = 0{,}1\,\%.$$

La formule (VIII.9) donne pour R_a = 2000 kgf/cm²

$$R_{m.a} = R + \frac{2\mu R_a}{100} = 15 + \frac{2 \times 0{,}183 \times 2000}{100} = 22{,}3 \text{ kgf/cm}^2 < 1{,}8R.$$

Le Tableau VIII.2 donne α = 1000.

D'après la formule (VIII.11) on obtient en prenant R'_a = = 3500 kgf/cm²:

$$\alpha_a = \alpha\,\frac{2R}{2R + \frac{2R'_a\mu}{100}} = 1000\,\frac{2 \times 15}{2 \times 15 + \frac{2 \times 3500 \times 0{,}183}{100}} = 700.$$

L'élancement fictif de la pièce est

$$\lambda^h = \frac{540}{64}\sqrt{\frac{1000}{700}} = 10.$$

Le Tableau VIII.3 donne φ = 0,88.

D'après la formule (VIII.12), en prenant $m_{1d} = 1$, on obtient

$$N = \varphi F R_{m.a} = 0{,}88 \times 64 \times 64 \times 22{,}3 = 80\,000 \text{ kgf} = 80 \text{ tf} = 800 \text{ kN}.$$

Exemple VIII.3. Vérifier la résistance mécanique de l'entre-deux du mur extérieur montré sur la figure VIII.5. Hauteur d'étage

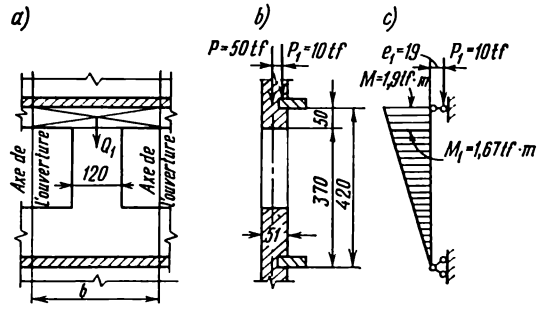


FIG. VIII.5. Pour l'exemple VIII.3:
a, vue en élévation du mur; *b*, schéma des charges; c, diagramme des moments

4,2 m, distance entre le haut de l'entre-deux et la base du plancher 50 cm, épaisseur du mur h = 51 cm, largeur de l'entre-deux b =

$= 120$ cm, profondeur d'encastrement de la dalle de plancher dans le mur $a = 20$ cm. Blocs de céramique à fentes de classe 100, mortier de classe 25. Charges de calcul: poids des étages supérieurs $P = 50$ tf, poids du plancher au-dessus de l'étage considéré $P_1 = 10$ tf, poids de la partie du mur située au-dessus des fenêtres $Q_1 = 1$ tf.

Solution. Cherchons l'excentricité de P_1:

$$e_1 = \frac{h}{2} - \frac{a}{3} = \frac{51}{2} - \frac{20}{3} = 25{,}5 - 6{,}7 = 18{,}8 \text{ cm} \approx 19 \text{ cm}.$$

Moment fléchissant de calcul agissant à la base du plancher

$$M = P_1 e_1 = 10 \times 0{,}19 = 1{,}9 \text{ tf}\cdot\text{m}.$$

Moment au niveau de la tranche supérieure de l'entre-deux

$$M_1 = M \frac{H_1}{H} = 1{,}9 \frac{3{,}7}{4{,}2} = 1{,}67 \text{ tf}\cdot\text{m}.$$

Force longitudinale de calcul agissant dans la section choisie

$$N_1 = P + P_1 + Q_1 = 50 + 10 + 1 = 61 \text{ tf}.$$

Excentricité

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{1{,}67}{61} = 0{,}027 \text{ m} = 2{,}7 \text{ cm}.$$

Résistance de calcul à la compression de la maçonnerie $R = 13$ kgf/cm² (voir Tableau VIII.1); $\alpha = 1000$ (voir Tableau VIII.2); $\lambda^h = \frac{420}{51} = 8{,}2$; $\varphi \approx 0{,}92$ (voir Tableau VIII.3).

D'après la formule (VIII.3)

$$F_c = 2b\left(\frac{h}{2} - e_0\right) = 2 \times 120\left(\frac{51}{2} - 2{,}7\right) = 5470 \text{ cm}^2.$$

D'après la formule (VIII.5)

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{1{,}5h} = 1 + \frac{2{,}7}{1{,}5 \times 51} = 1{,}035.$$

D'après la formule (VIII.6)

$$\varphi_1 = \varphi\left[1 - \frac{e_0}{h}(0{,}06\lambda^h - 0{,}2)\right] =$$

$$= 0{,}92\left[1 - \frac{2{,}7}{51}(0{,}06 \times 8{,}2 - 0{,}2)\right] = 0{,}905.$$

On prend $m_{1d} = 1$, car $h > 30$ cm.

Vérifions la résistance par la formule (VIII.2):

$$N \leqslant m_{1d}\varphi_1 F_c R\omega;$$

$$61\,000 \leqslant 1 \times 0{,}905 \times 5470 \times 13 \times 1{,}035;$$

$$61\,000 < 66\,500.$$

La résistance est bonne.

CHAPITRE IX

STRUCTURES MÉTALLIQUES

§ IX.1. MATÉRIAUX DES STRUCTURES MÉTALLIQUES

Les structures métalliques sont fabriquées le plus souvent en *acier*. L'acier doit avoir une résistance mécanique suffisante, être assez plastique, se souder bien et résister aux sollicitations dynamiques sans se rompre en mode fragile. Dans les cas où il est important de réduire sensiblement la masse de l'ouvrage et améliorer la tenue à la corrosion, on utilise les *alliages d'aluminium*.

Les propriétés de l'acier sont déterminées par sa composition chimique et par la technologie de son élaboration. Le carbone améliore la résistance mécanique mais nuit à la plasticité et à la soudabilité de l'acier. Pour cette raison les structures utilisées en bâtiment sont fabriquées en *acier à bas carbone* (teneur en C non supérieure à 0,22 %).

L'introduction de certains éléments tels que le manganèse, le silicium, le cuivre, le nickel, le chrome, etc. permet d'augmenter la résistance mécanique de l'acier sans diminuer beaucoup sa plasticité. Les aciers additionnés de ces éléments sont appelés *aciers faiblement alliés*.

Certains types d'acier peuvent être rendus plus résistants par un procédé appelé *durcissement thermique*.

Les impuretés présentes dans l'acier exercent une influence négative sur ses qualités : le soufre rend l'acier cassant à haute température (fragilité au rouge), le phosphore, à basse température (fragilité au bleu). La teneur en impuretés est strictement limitée.

D'après la technologie d'élaboration, on distingue l'acier effervescent (symbole кп), l'acier semi-calmé (пс) et l'acier calmé (сп) (pour les aciers à bas carbone).

L'acier *effervescent* est coulé immédiatement en lingotière : le dégagement gazeux n'a pas le temps de se terminer, si bien que le métal solidifié renferme une certaine quantité de bulles de gaz qui nuisent à sa qualité.

Les aciers *calmés* sont obtenus en retardant légèrement la coulée en lingotière (le temps de retard est plus bref dans le cas des aciers semi-calmés) : l'absence des bulles de gaz augmente la fiabilité du travail de l'acier au sein de la structure, surtout vis-à-vis des sollicitations dynamiques et des basses températures.

Les aciers faiblement alliés sont toujours calmés.

La *résilience* de l'acier caractérise sa fragilité. Elle est évaluée en mesurant le travail dépensé pour détruire une éprouvette spéciale (à entaille) par le choc. L'acier est d'autant moins fragile que sa résilience est plus élevée.

La résistance mécanique et les propriétés de déformation de l'acier sont mises en évidence par l'essai de traction.

La figure IX.1 donne les diagrammes de traction (relation entre la contrainte σ et la déformation ε) d'un acier à bas carbone (courbe *1*) et d'un acier dur (courbe *2*).

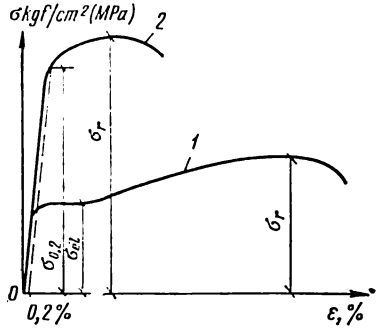


FIG. IX.1. Diagrammes de traction des aciers:
1, acier à bas carbone; *2*, acier dur

Les grandeurs caractéristiques de la résistance sont la *limite d'élasticité* $\sigma_{él}$ et la *charge de rupture en traction* σ_r.

Pour les aciers dont le diagramme de traction a la forme de la courbe *2* de la figure IX.1, on retient comme limite d'élasticité conventionnelle $\sigma_{0,2}$ la contrainte qui fait naître un allongement résiduel de 0,2 %.

Pour les contraintes très inférieures à la limite d'élasticité, la relation entre la contrainte et la déformation est définie par la loi de Hooke:

$$\sigma = \varepsilon E,$$

où E est le module d'élasticité de l'acier égal à 2 100 000 kgf/cm² (210 000 MPa).

L'allongement relatif de rupture ε_r permet d'évaluer la plasticité de l'acier.

Les aciéries garantissent soit les qualités mécaniques (aciers du groupe A), soit la composition chimique (groupe Б), soit les caractéristiques mécaniques et la composition chimique à la fois (groupe B). Pour les structures sollicitées, on utilise généralement les aciers du groupe B.

Les aciers faiblement alliés appartiennent toujours au groupe B.

Les principales caractéristiques des aciers sont spécifiées dans les Normes correspondantes.

La désignation d'une nuance d'acier comprend:

— une lettre désignant le groupe de livraison (Б ou B);
— la désignation symbolique de la nuance (Ст3, 18Г...);
— l'indication du mode d'élaboration (кп, сп ou пс);
— un chiffre indiquant la catégorie de résilience.

Par exemple: ВСт3пс5, В18Гпс5, ВСт 3кп2, etc.

Une nuance d'acier faiblement allié est désignée autrement. La désignation commence par un chiffre qui indique la teneur en carbone en centièmes de pour cent. Viennent ensuite des lettres

codes des éléments d'alliage: Г pour le manganèse, C pour le silicium, Д pour le cuivre, H pour le nickel, X pour le chrome, etc. Si une teneur quelconque dépasse 1 %, la lettre correspondante est suivie d'un nombre qui indique la teneur en pour cent arrondie au nombre entier. Par exemple, la désignation 15ХСНД correspond à un acier contenant 0,15 % de carbone et allié au chrome, nickel et cuivre en quantité non supérieure à 1 % pour chaque élément d'alliage; l'acier 14Г2 contient 0,14 % de carbone et jusqu'à 2 % de manganèse.

Les Normes et Règles du bâtiment fixent pour la totalité des aciers trois *classes de résistance* (ou *classes d'acier*) en fonction du comportement à la traction (Tableau IX.1). La désignation d'une

TABLEAU IX.1

Classes des aciers utilisés en bâtiment

Classe	Caractéristiques en traction		
	σ_r, kgf/cm² (MPa)	$\sigma_{él}$, kgf/cm² (MPa)	Allongement relatif de rupture ε_r, %
	Valeurs minimales		
C 38/23	3800 (380)	2300 (230)	25
C 44/29	4400 (440)	2900 (290)	21
C 46/33	4600 (440)	3300 (330)	21
C 52/40	5200 (520)	4000 (400)	19
C 60/45	6000 (600)	4500 (450)	16
C 70/60	7000 (700)	6000 (600)	12
C 85/75	8500 (850)	7500 (750)	10

classe se compose de la lettre C et d'une fraction dont le numérateur contient la valeur minimale (d'après GOST correspondant) de la charge de rupture σ_r en kgf/mm² et le dénominateur, la valeur minimale de la limite d'élasticité $\sigma_{él}$ en kgf/mm².

Chaque classe couvre plusieurs nuances. Ce sont les Normes qui guident le choix des nuances d'acier en fonction du type de la structure et de l'ouvrage, des conditions d'utilisation, et aussi en fonction de la température d'utilisation au-dessous de 0° éventuelle. Par exemple, pour les structures soudées des planchers et des couvertures à $t \geqslant -30$ °C les Normes recommandent dans la classe C 38/23 les nuances ВСт3пс6, ВСт3Гпс5, В18Гпс5; dans la classe C 44/29 la nuance СтТпс; dans la classe C 46/33 la nuance 14Г2, etc.

Si la structure est conçue pour être exploitée dans un milieu agressif, il convient de prévoir un revêtement protecteur convenable pour éviter la corrosion.

La résistance caractéristique R^c de l'acier en traction, en compression et en flexion est prise égale à la valeur minimale contrôlée

de la limite d'élasticité (pour les aciers dont le diagramme de traction possède un palier d'écoulement) ou à la valeur minimale contrôlée de la charge de rupture (pour les aciers sans palier). La résistance de calcul en traction, en compression et en flexion est définie par la relation

$$R = R^c/k,$$

où k est un coefficient de sécurité dépendant du matériau.

On a $k = 1{,}1$ à $1{,}2$ si la résistance caractéristique est définie par la limite d'élasticité et $k = 1{,}45$ à $1{,}6$ si elle est prise égale à la charge de rupture.

La résistance de calcul au cisaillement et à l'écrasement de la face en bout est obtenue en multipliant R par un coefficient de transition: $R_{cis} = 0{,}6\ R$, $R_{ef} = 1{,}5\ R$.

Pour les structures qui peuvent être exploitées au-delà de la limite d'élasticité du métal (tels que les tubes et les réservoirs où les tractions dans le métal sont engendrées par la pression intérieure), on retient des résistances de calcul à la traction plus élevées: 2600 kgf/cm² (260 MPa) pour la classe C 38/23, 3000 kgf/cm² (300 MPa) pour C 44/29, etc.

Pour certaines pièces la valeur de R indiquée dans le Tableau IX.2 doit être multipliée par un coefficient de comportement $m < 1$.

TABLEAU IX.2

Résistance de calcul de certains profilés d'acier

Cas de charge	Résistance de calcul, kgf/cm² (MPa)			
	Classes d'acier			
	C 38/23	C 44/29	C 46/23	C 52/40
Traction, compression, flexion R	2100 (210)	2600 (260)	2900 (290)	3400 (340)
Cisaillement R_{cis}	1300 (130)	1500 (150)	1700 (170)	2000 (200)

Par exemple, on pose $m = 0{,}9$ pour les poutres pleines et les éléments comprimés des fermes des planchers des bâtiments publics où le poids des planchers est plus grand que les surcharges prévues, pour les poteaux des immeubles d'habitation et des bâtiments publics, pour les pylônes des châteaux d'eau; $m = 0{,}75$ pour les pièces comprimées en cornières isolées attachées par une seule aile, etc.

L'acier pour les structures est produit sous forme de profilés laminés: tôles, bandes, profilés en double T et en U, cornières à ailes égales et inégales, tubes, etc. Les catalogues des profilés contiennent toutes les données sur les sections: dimensions, aire de section, moments d'inertie, modules de résistance, rayons de gira-

tion, ainsi que la masse de 1 m de longueur du profilé. Les Annexes X, XI, XII, XIII contiennent quelques extraits du catalogue.

Le projeteur doit chercher à réduire autant que possible la gamme des profilés utilisés.

Les *alliages d'aluminium* peuvent contenir du manganèse (alliage AMц), du magnésium (AMr), du magnésium et du silicium (AB, AД), du cuivre et du magnésium (Д). Ces éléments d'alliage confèrent au matériau une résistance mécanique comparable à celle des aciers tout en conservant une masse volumique trois fois plus petite ($\gamma \approx \approx 2600$ kgf/m^3). Par contre, les alliages d'aluminium sont beaucoup plus onéreux que l'acier et résistent moins bien aux déformations : leur module d'élasticité est $E = 710\,000$ kgf/cm^2 (71 000 MPa), donc trois fois moindre que celui de l'acier. Tous ces facteurs déterminent un domaine d'application particulier des alliages d'aluminium (voir l'Introduction).

Les profilés en alliages d'aluminium sont produits soit par laminage (tôles, bandes), soit par filage : cornières, profilés en U et en double T (selon un catalogue spécial), tubes, profilés en caisson. Les ailes des cornières et des profilés en double T et en U sont munies de « boudins » à leur bord, qui améliorent la stabilité locale de l'aile.

Les caractéristiques des alliages d'aluminium et leurs résistances de calcul sont indiquées dans les Normes appropriées.

§ IX.2. ASSEMBLAGE DES PIÈCES DANS LA STRUCTURE MÉTALLIQUE

Joints soudés

Le procédé principal d'assemblage des pièces en acier est la soudure à l'arc électrique à l'électrode fusible. L'arc électrique amorcé entre la pièce et l'électrode fait fondre le métal de l'électrode et celui de la pièce ; les deux métaux mélangés en phase liquide se solidifient ensemble.

En plus du soudage manuel, on utilise le soudage mécanisé automatique ou semi-automatique. Pour protéger le métal liquide contre l'action nuisible de l'air ambiant, les électrodes utilisées au soudage manuel sont munies d'un enrobage qui forme une couche de scorie protectrice à la surface du cordon de soudure (électrodes Э42, Э42A, Э50A, etc.). Au soudage mécanisé l'électrode est nue, tandis que la protection du cordon est assurée par une couche de flux (laitier granulé) appliquée par la soudeuse automatique en amont de l'électrode. Parmi les méthodes plus récentes, on peut citer le soudage à l'arc électrique sous gaz protecteur (CO_2). Les Normes recommandent différents types de matériaux employés au soudage (électrodes, flux, métal d'apport) pour chaque classe d'acier en fonction de la catégorie de la structure, de la température et de la technologie du soudage.

Les alliages d'aluminium sont soudés sous atmosphère d'argon. Les électrodes fusibles sont utilisées seulement pour les épaisseurs supérieures à 6 mm. Si les pièces à assembler sont plus minces, on emploie une électrode réfractaire dont le rôle se réduit à l'amorçage de l'arc, tandis que le cordon de soudure est formé à partir d'un fil d'apport fusible qu'on introduit dans l'espace entre la pièce et l'électrode.

D'après la construction du joint, on distingue les cordons *bout à bout* (fig. IX.2, *a*) destinés à assembler les pièces situées dans un

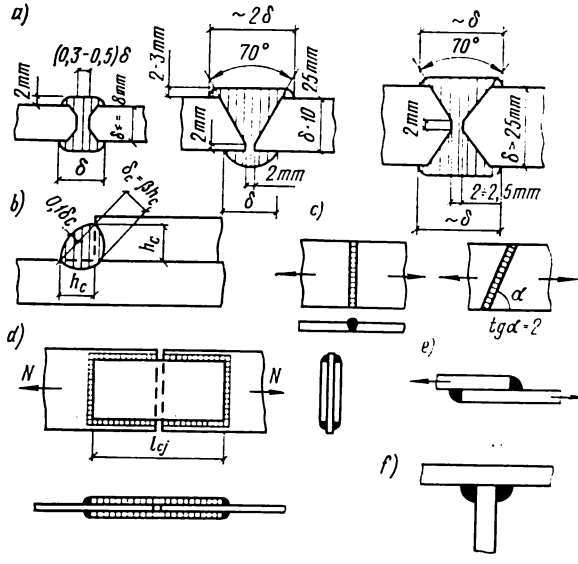


FIG. IX.2. Différents types de cordons de soudure et de joints soudés

même plan (le métal apporté remplit l'espace entre deux pièces), et les cordons d'*angle* (fig. IX.2, *b*) réalisés dans l'angle formé par les pièces. Le cordon bout à bout permet de réaliser un joint simple et efficace; or, dès que l'épaisseur δ devient supérieure à 8 mm, on est obigé de préparer convenablement les bords des pièces. Un cordon d'angle normal a une section en forme de triangle isocèle [1]) dont le côté long présente un bombement égal au dixième de la longueur du côté court h_c.

L'épaisseur théorique d'un cordon bout à bout est égale à l'épaisseur des pièces à assembler δ. L'épaisseur théorique d'un cordon d'angle est égale à βh_c, où β est un coefficient dépendant du procédé de soudage: on a $\beta = 0{,}7$ au soudage manuel et $\beta = 0{,}7$ à 1 au

[1]) Sur les structures en acier à haute résistance sollicitées par des charges dynamiques et des vibrations et exploitées dans les conditions de basses températures, on réalise des cordons à pente plus douce (rapport des côtés 1 : 1,5).

soudage semi-automatique et automatique, en fonction du nombre de passes. La longueur théorique du cordon l_c est prise égale à sa longueur totale l diminuée de 1 cm afin de tenir compte d'une pénétration incomplète éventuelle aux extrémités, $l_c = l - 1$ cm.

On distingue quatre types principaux des joints soudés :

— le *joint bout à bout* : les pièces à assembler sont situées dans un même plan et réunies par un cordon bout à bout (fig. IX.2, *c*) ;

— le *joint bout à bout avec couvre-joint* : le couvre-joint est fixé sur les pièces à réunir par des cordons d'angle (fig. IX.2, *d*) ;

— le *joint à recouvrement* : les pièces à réunir sont posées l'une sur l'autre et assemblées par des cordons d'angle (fig. IX.2, *e*) ;

— le *joint en T* : les pièces sont assemblées en forme de T et réunies par des cordons d'angle (fig. IX.2, *f*).

La résistance mécanique d'un cordon de soudure est évaluée à l'aide de sa résistance de calcul R^s (Tableau IX.3).

Les cordons bout à bout sont calculés à l'aide de la formule

$$\frac{N}{l_c \delta} \leqslant R^s, \qquad \text{(IX.1)}$$

où N est la force longitudinale de calcul ; R^s la résistance de calcul du cordon bout à bout ; l_c la longueur théorique du cordon ; δ l'épaisseur théorique du cordon.

Les cordons d'angle sont calculés d'après la formule

$$\frac{N}{\beta h_c l_c} \leqslant R^s_{an}, \qquad \text{(IX.2)}$$

où βh_c est l'épaisseur théorique du cordon d'angle ; R^s_{an} la résistance de calcul du cordon d'angle.

Exemple IX.1. Calculer un joint bout à bout avec deux couvre-joints (voir fig. IX.2, *d*) et déterminer la longueur nécessaire des couvre-joints l_{cj}. Acier de classe C 38/23, épaisseur des couvre-joints 8, largeur 160 mm. Effort de traction de calcul $N = 80$ tf $= 800$ kN.

Solution. Le Tableau IX.3 donne $R^s_{an} = 1500$ kgf/cm². Admettons que l'épaisseur des cordons sera égale à celle des couvre-joints, $h_c = 0{,}8$ cm. La formule (IX.2) permet de définir la longueur nécessaire des cordons sur chaque moitié des couvre-joints en posant $\beta = 0{,}7$:

$$l_c = \frac{N}{R^s_{an} 0{,}7 h_c} = \frac{80\,000}{1500 \times 0{,}7 \times 0{,}8} = 94 \text{ cm}. \qquad \text{(IX.3)}$$

Puisqu'on a deux couvre-joints, les cordons à poser sur chaque couvre-joint auront comme longueur

$$l_c = 94/2 = 47 \text{ cm}.$$

TABLEAU IX.3

Résistance de calcul des cordons de soudure R^s, kgf/cm² (MPa)

Type du cordon	Sollicitation	Symbole	Résistance de calcul R^s pour les classes d'acier			
			C 38/23	C 44/29	C 46/33	C 52/40
Bout à bout	Compression	R^s_c	2100 (210)	2600 (260)	2900 (290)	3400 (340)
Idem	Traction (soudage manuel et semi-automatique) [1]	R^s_{tr}	1800 (180)	2200 (220)	2500 (250)	—
Idem	Cisaillement	R^s_{cis}	1300 (130)	1500 (150)	1700 (170)	2000 (200)
D'angle	Idem	R^s_{an}	1500 (150)	1800 (180)	2000 (200)	2200 (220)

[1] Si le soudage (manuel, semi-automatique, automatique) est suivi d'un contrôle de la soudure par une méthode physique (rayons X, ultrasons, etc.), on a $R^s_{tr} = R^s_c$.

Pour un couvre-joint large de 16 cm, la longueur des cordons posés le long de la moitié de couvre-joint sera égale à (47 — 16)/2 = = 15,5 cm; compte tenu de la pénétration incomplète aux extrémités, on obtient 15,5 + 1 = 16,5 cm.

Compte tenu d'un espace libre de 1 cm laissé entre les tôles à assembler, la longueur totale des couvre-joints sera donc

$$l_{cj} = 2 \times 16{,}5 + 1 = 34 \text{ cm}.$$

Joints rivés et boulonnés

Les assemblages par rivets (fig. IX.3, *a*) sont assez peu répandus. On utilise les rivets pour assembler les pièces des structures soumises aux sollicitations dynamiques, ou bien les pièces en acier ou en

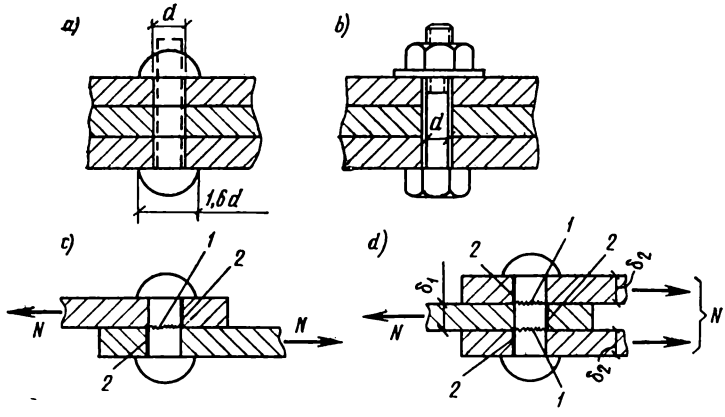


FIG. IX.3. Joints rivés et joints boulonnés:
1, cisaillement; *2*, écrasement

alliage d'aluminium qui se soudent mal. Les assemblages par boulons (fig. IX.3, *b*) sont employés généralement pendant le montage des structures. On distingue les *boulons bruts*, ou *normaux* (fabriqués par emboutissage d'une barre d'acier), et les *boulons de précision*, ou *ouvrés* (exécutés au tour suivant le diamètre du trou).

Les trous recevant les rivets ou les boulons peuvent être obtenus par poinçonnage à la presse (groupe C) ou forés (groupe B). En règle générale, les rivets et les boulons bruts sont mis dans les trous poinçonnés et les boulons ouvrés dans les trous forés.

Les rivets et les boulons travaillent au cisaillement suivant la ligne de jonction des pièces à assembler, et à l'écrasement suivant les surfaces latérales (fig. IX.3, *c*, *d*). La surface de cisaillement est prise égale à la section du rivet (boulon), et la surface d'écrasement, au diamètre *d* du rivet (boulon) multiplié par la plus petite épaisseur totale des pièces $\Sigma\delta$ subissant l'écrasement en un sens quelconque.

Les rivets et les boulons sont calculés d'après les formules suivantes :

au cisaillement

$$\frac{N}{nn_{cis}\frac{\pi d^2}{4}} \leqslant R_{cis}; \qquad \text{(IX.4)}$$

à l'écrasement

$$\frac{N}{nd\Sigma\delta} \leqslant R_{écr}. \qquad \text{(IX.5)}$$

Dans ces formules N est la force longitudinale de calcul exercée sur le joint ; n le nombre de rivets (boulons) dans le joint ; n_{cis} le nombre de plans de cisaillement sur un rivet (boulon) ; R_{cis} et $R_{écr}$ les résistances de calcul au cisaillement et à l'écrasement qui dépendent de la nuance de l'acier du rivet (boulon), de celle des pièces à assembler, et de la catégorie des trous (groupe C ou groupe B).

Les rivets en acier Ст2 ont la résistance de calcul au cisaillement $R_{cis} = 1800$ kgf/cm² dans les trous du groupe B et 1600 kgf/cm² dans les trous du groupe C ; les boulons bruts ont la résistance de calcul au cisaillement $R_{cis} = 1500$ kgf/cm². Les rivets en acier C 38/23 ont la résistance de calcul à l'écrasement $R_{écr} = 4200$ kgf/cm² dans les trous B et 3800 kgf/cm² dans les trous C. Dans un joint boulonné avec un grand nombre de boulons $R_{écr} = 3400$ kgf/cm².

Un assemblage particulièrement efficace est procuré avec des *boulons à haute résistance*. Un effort de tension considérable appliqué suivant les plans de joint fait naître des forces de frottement susceptibles de reporter des efforts de cisaillement très élevés. Les boulons à haute résistance peuvent être posés dans des trous dont le diamètre est de quelques millimètres supérieur à celui du boulon, ce qui facilite grandement le montage.

L'effort de calcul reporté par chaque surface de frottement (à la suite du serrage d'un boulon isolé) est

$$N_b = Pfm,$$

où f est le coefficient de frottement défini par le mode de préparation des surfaces et de la nuance de l'acier, $f = 0{,}25$ à $0{,}55$; m le coefficient de comportement égal à 0,9 ; P le renforcement axial de la tension du boulon,

$$P = 0{,}65\sigma_r F_{nt};$$

ici σ_r est la charge de rupture du boulon à haute résistance, $\sigma_r = 8000$ à 13 500 kgf/cm² (800 à 1350 MPa) ; F_{nt} la section du boulon après déduction de l'épaisseur du filetage.

L'écartement des rivets (boulons) dans le joint (entraxe) est pris égal à 3 d. La distance entre l'axe du rivet (boulon) extrême et le bord de la pièce est égale à 2 d dans le sens de l'effort et à 1,5 d en travers de l'effort.

§ IX.3. CONCEPTION ET CALCUL DES POUTRES

Les poutres d'acier sont généralement constituées par des profilés en double T, ou *poutrelles*, qui présentent une bonne raideur à la flexion dans le plan de l'âme; on utilise parfois aussi des profilés en U. Quand les portées et les charges sont élevées, on emploie des poutres composées, le plus souvent soudées en forme de double T à partir de trois tôles: une âme et deux membrures.

D'après le schéma statique, on distingue les poutres *continues*, des poutres à *travées indépendantes* et des poutres *cantilever* (*consoles*).

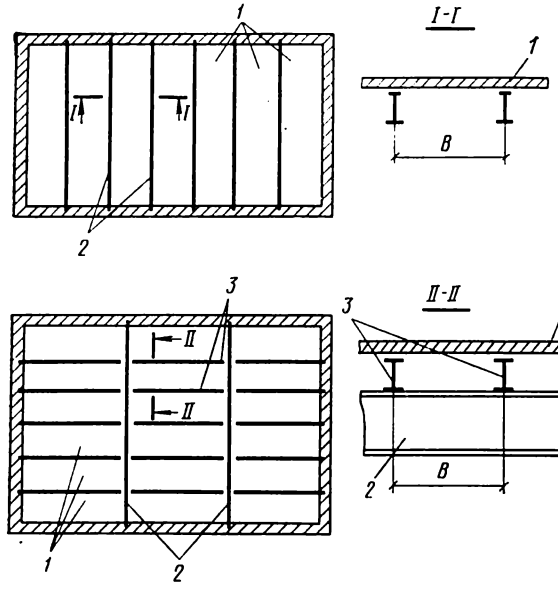


FIG. IX.4. Ossature de poutres:
1, revêtement du plancher (dalles, platelage); *2*, poutres d'étage; *3*, solives

Ce sont les poutres à travées indépendantes qu'on utilise le plus souvent, en raison de la facilité de fabrication et de montage, bien qu'elles entraînent une dépense d'acier plus grande que les poutres continues.

Les poutres supportant le plancher forment un système appelé *ossature de poutres*. Les poutres qui transmettent le poids du plancher aux appuis (murs, poteaux) sont appelées *poutres d'étage*; les poutres auxiliaires reposant sur les poutres d'étage et supportant le revêtement du plancher sont appelées *solives* (fig. IX.4). Le revêtement du plancher peut être constitué soit par une dalle en béton armé coulée en place ou des hourdis préfabriqués en béton armé, soit par des tôles d'acier soudées sur les poutres (platelage). L'ossature de poutres doit être étudiée en fonction du quadrillage de poteaux existant, de la configuration des ouvertures dans le plancher, de

l'encombrement des équipements (machines), de la hauteur constructive admissible du plancher, sans oublier les considérations d'ordre économique : la résistance mécanique et la raideur requises doivent être assurées au prix d'un investissement minimal.

Les solives peuvent être posées directement sur les poutres d'étage (fig. IX.5, *a*), surélevées (fig. IX.5, *b*), de niveau avec les

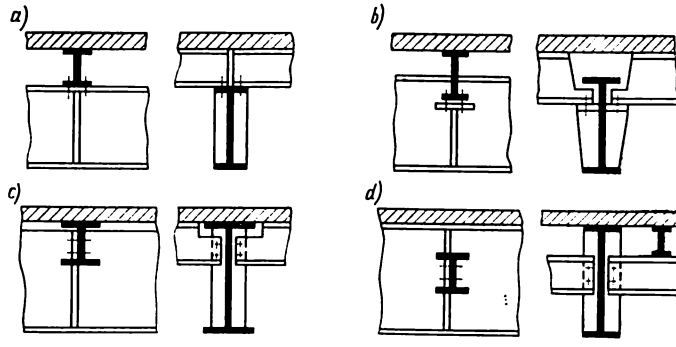


FIG. IX.5. Attache des solives sur la poutre d'étage

poutres d'étage (fig. IX.5, *c*) ou surbaissées (fig. IX.5, *d*). La première solution est la plus simple, mais elle nécessite la plus grande hauteur constructive du plancher. Si les solives sont posées de niveau avec les poutres d'étage, la dalle du plancher peut être appuyée sur les quatre bords. Les solives surbaissées s'avèrent avantageuses pour supporter des dalles épaisses.

Les poutres sont calculées à la résistance mécanique, à la déformation (en flexion), et parfois aussi à la stabilité (au flambement).

La résistance mécanique d'une poutrelle doit être vérifiée suivant les seules contraintes normales. En effet, la résistance aux contraintes tangentielles et principales est garantie par la répartition judicieuse du métal dans la section du profilé et n'est presque jamais vérifiée par le calcul.

Le calcul de la résistance mécanique d'une poutre consiste à déterminer les contraintes normales aux bords de la section qui subit le plus grand moment fléchissant provenant des charges de calcul exercées sur la poutre. Ces contraintes ne doivent pas dépasser la résistance de calcul R (fig. IX.6, *a*) :

$$M/W_{nt} \leqslant R, \qquad \text{(IX.6)}$$

où M est le moment fléchissant dû aux charges de calcul ; R la résistance de calcul du métal ; W_{nt} le module de résistance de la section nette, c'est-à-dire après déduction des trous (s'ils existent).

Pour les poutrelles, on cherche la valeur de W dans le catalogue des profilés. Pour une poutre composée, on calcule d'abord le moment d'inertie de la section J, puis on obtient $W = J/y$, où y est la dis-

tance du centre de gravité de la section au bord le plus éloigné. Si la section est symétrique, on a $y = h/2$.

La flèche de la poutre est déterminée pour les charges caractéristiques en fonction de la portée l, de la distribution des charges et

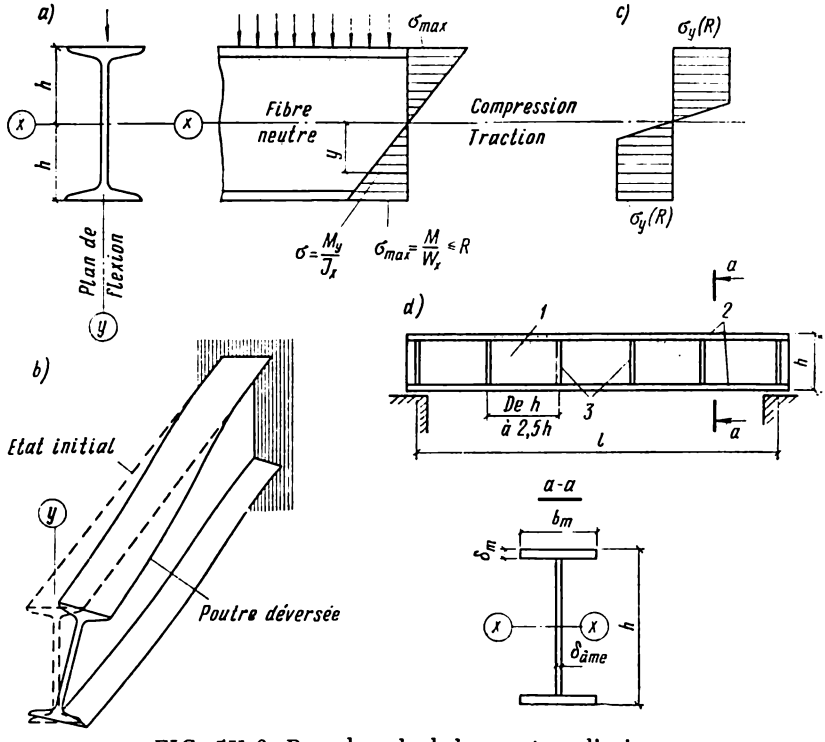


FIG. IX.6. Pour le calcul des poutres d'acier:
1, âme; *2*, membrure; *3*, raidisseurs

de la raideur EJ de la poutre. Pour une poutre à simple travée supportant une charge q^c uniformément répartie

$$f_{max} = \frac{5q^c l^4}{384EJ},$$

et pour une poutre à simple travée dont chaque tiers de la portée subit des efforts concentrés P

$$f_{max} = \frac{23}{648}\frac{Pl^3}{EJ}.$$

Les Normes définissent les valeurs limites de la flèche relative, c'est-à-dire du rapport de la flèche f à la portée l de la poutre. Par exemple, on a $f/l \leqslant 1/400$ pour les poutres d'étage dans les planchers et $f/l \leqslant 1/250$ pour les solives.

Si la membrure comprimée de la poutre n'est pas fixée en travée, la poutre risque de céder au flambement: il se produit alors le déver-

sement, et la poutre s'écarte de son plan de flexion (fig. IX.6, *b*). La diminution de la capacité portante de la poutre à cause du flambement est prise en compte dans le calcul en introduisant dans la formule (IX.6) un coefficient de réduction $\varphi_p < 1$ qui dépend de la hauteur de section, de la portée de la poutre, de la distribution de la charge; les valeurs de φ sont indiquées en Annexe XIV.

Les diminutions locales de la section n'affectent pas la charge critique de flambement, aussi la formule de calcul contient-elle le module de résistance de la section brute W_{br} (sans déductions). La formule en question se présente donc comme suit:

$$\frac{M}{\varphi_p W_{br}} \leqslant R. \qquad \text{(IX.7)}$$

La stabilité de la poutre est considérée comme garantie et n'a pas à être vérifiée par le calcul dans les cas suivants:

— la membrure comprimée supporte un revêtement rigide (dalles en béton armé, platelage en tôles plates ou ondulées, etc.) qui transmet une charge statique répartie sur la poutre;

— la poutre soudée en T à membrure supérieure chargée présente un rapport de la longueur libre l_0 de la membrure comprimée à sa largeur b_m non supérieur à 13—17.

Ces deux conditions se trouvent respectées dans la plupart des cas; le calcul au déversement ne se fait donc que pour les poutres dont la membrure comprimée reste libre (non fixée) sur une longueur considérable: le monorail, les poutres de roulement d'un pont roulant, etc.

La résistance mécanique d'une poutre soumise à une charge statique et présentant une bonne stabilité vis-à-vis du flambement peut être calculée par la *méthode de la rotule plastique*: après que les contraintes dans les fibres extrêmes ont atteint des valeurs limites, la poutre reste encore susceptible de supporter une charge grâce à la marge de résistance des fibres éloignées du bord. La capacité portante de la poutre ne sera épuisée qu'au moment où les contraintes atteindront leurs valeurs limites en tout point de la section (fig. IX, 6, *c*).

A l'état de contrainte décrit correspond un module de résistance dit plastique W^{pl}. La formule IX.6 devient alors

$$M/W^{pl} \leqslant R, \qquad \text{(IX.8)}$$

avec $W^{pl} = 2S \leqslant 1{,}2\ W$, où S est le moment statique de la demi-section par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la section.

Pour un profilé en double T et en U

$$W^{pl} = 1{,}12\ W; \qquad \text{(IX.9)}$$

pour une poutre soudée en double T symétrique formée de trois tôles (fig. IX.6, *d*)

$$W^{pl} \approx h\left(b_m\delta_m + \frac{\delta_{âme}h}{4}\right). \qquad (IX.10)$$

La section de la poutrelle à utiliser est choisie comme suit. On calcule d'abord le moment fléchissant M, puis on détermine le module de résistance nécessaire soit par la formule (IX.6), soit (si la poutre peut être calculée par la méthode de la rotule plastique) par la formule (IX.8). Ensuite on choisit un profil convenable dans le catalogue, on le vérifie en trouvant la valeur de J, en calculant la flèche et en la confrontant avec la flèche admissible.

La section à donner à la poutre soudée en trois tôles est choisie autrement. D'abord on calcule le module de résistance requis à l'aide de la formule (IX.6), puis on trouve la hauteur de section optimale

$$h \approx 1{,}15\sqrt{W/\delta_{âme}}, \qquad (IX.11)$$

où $\delta_{âme}$ est l'épaisseur de l'âme en cm.

En déterminant h, il convient de se donner à priori une épaisseur de l'âme entre 8 et 10 mm pour la vérifier ensuite au cisaillement sous l'action de l'effort tranchant (sans tenir compte de la résistance des membrures) au moyen de la formule

$$\delta_{âme} \geqslant 1{,}5\frac{Q_{max}}{R_{cis}h}. \qquad (IX.12)$$

En choisissant l'épaisseur à donner à l'âme de la poutre, il convient de prévoir des nervures de raidissement transversales dès que le rapport $h/\delta_{âme}$ devient supérieur à 100 fois $\sqrt{\frac{2100}{R}}$, autrement l'âme risque de céder au flambement [1]).

La section tout entière doit présenter un moment d'inertie

$$J = Wh/2. \qquad (IX.13)$$

La section de l'âme étant déjà connue, on détermine le moment d'inertie des membrures:

$$J_m = J - J_{âme} = J - \frac{\delta_{âme}h^3}{12}. \qquad (IX.14)$$

Le moment d'inertie des membrures par rapport à l'axe d'inertie central de la poutre (sans tenir compte des moments d'inertie par rapport à leurs axes propres, qui sont négligeables) est égal à

$$J_m \approx 2F_m\left(\frac{h}{2}\right)^2.$$

---

[1]) Si la membrure est exposé à une charge roulante, les raidisseurs deviennent nécessaires à partir de $h/\delta_{âme} > 70\sqrt{2100/R}$.

D'où l'on déduit la section à donner à chaque membrure :

$$F_m = \frac{2J_m}{h^2}. \qquad \text{(IX.15)}$$

Connaissant F_m, on dimensionne la section de la membrure en lui donnant une largeur b_m de trois à cinq fois inférieure à h et une épaisseur $\delta_m = F_m/b_m$.

D'après ces éléments on dessine la section de la poutre, on calcule son moment d'inertie J et son module de résistance W, puis on la vérifie à la résistance mécanique conformément à la formule (IX.6) et l'on détermine la flèche.

Les raidisseurs (fig. IX.6, *d*) sont disposés à l'aplomb des appuis et aux droits des charges concentrées ; dans les intervalles, ils seront espacés de 2 h au maximum si $h/\delta_{âme} > 100$ ou de 2,5 h au maximum si $h/\delta_{âme} \leqslant 100$.

L'épaisseur de la nervure de raidissement δ_{nr} ne doit pas être inférieure au 1/15 de sa largeur $b_{nr} \approx b_m/2$. Les nervures avec les parties adjacentes de l'âme longues de 15 $\delta_{âme}$ des deux côtés doivent être vérifiées par un calcul supplémentaire à la façon des montants comprimés soumis à une réaction d'appui.

On se dispense de vérifier au flambement l'âme d'une poutre composée quand $h/\delta_{âme} \leqslant 110\sqrt{2100/R}$; en présence d'une contrainte locale (provenant d'un effort appliqué entre deux raidisseurs), le calcul au flambement devient inutile quand on a $h/\delta_{âme} \leqslant 80\sqrt{2100/R}$.

Les cordons de soudure reliant les membrures à l'âme doivent être calculés pour résister à la force de cisaillement T qui se manifeste pendant la flexion de la poutre :

$$T = \frac{QS_m}{J}. \qquad \text{(IX.16)}$$

où Q est l'effort tranchant de calcul ; S_m le moment statique de la section de la membrure par rapport à l'axe neutre de la poutre ; J le moment d'inertie de la section entière de la poutre.

La force de cisaillement en question sera reprise par deux cordons d'angle, de sorte que

$$T = 2\beta h_c R^s_{an},$$

d'où

$$h_c = \frac{T}{2\beta R^s_{an}} \geqslant \frac{\delta_{âme}}{2} \geqslant 6 \text{ mm}. \qquad \text{(IX.17)}$$

Une poutre composée ne peut être calculée par la méthode de la rotule plastique que si elle est particulièrement bien garantie vis-à-vis du flambement. Pour que cette condition soit respectée,

il faut que le rapport de la longueur libre l_0 de la membrure comprimée à sa largeur b_m soit compris entre 9 et 12 au maximum, le rapport de la largeur de porte-à-faux de la membrure comprimée à son épaisseur soit non supérieur à $10\sqrt{2100/R}$ et le rapport de la hauteur de l'âme à son épaisseur (en présence des seuls raidisseurs transversaux) soit non supérieur à $70\sqrt{2100/R}$.

Exemple IX.2. Calculer la poutre porteuse d'une plate-forme de travail confectionnée à partir d'une poutrelle d'acier de portée $l = 4{,}6$ m; écartement entre les poutres 2,2 m. Les poutres portent des hourdis préfabriqués en béton armé de 8 cm d'épaisseur et un carrelage céramique posé sur une couche de mortier de ciment de 4 cm d'épaisseur totale. Surcharge caractéristique sur la plate-forme 400 kgf/m², coefficient de surcharge $n = 1{,}2$. Flèche relative admissible $f/l = 1/250$. Matériau: acier de classe C 38/23.

Solution. On admet qu'il s'agit d'une poutre à simple travée supportant une charge uniformément répartie. Recensement des charges:

— poids des hourdis

$$0{,}08 \times 2500 = 200 \text{ kgf/m}^2 \ (2 \text{ kN/m}^2);$$

— poids de la structure du revêtement

$$0{,}04 \times 2000 = 80 \text{ kgf/m}^2 \ (0{,}8 \text{ kN/m}^2);$$

— poids propre (approximatif) de la poutre 30 kgf/m (0,3 kN/m)

— charges caractéristiques sur 1 m de longueur de la poutre:

charge permanente

$$g^c = (200 + 80)\,2{,}2 + 30 = 646 \text{ kgf/m} \ (6{,}46 \text{ kN/m});$$

surcharge

$$p^c = 400 \times 2{,}2 = 880 \text{ kgf/m} \ (8{,}8 \text{ kN/m});$$

charge totale

$$q^c = g^c + p^c = 646 + 880 = 1526 \text{ kgf/m} \ (15{,}26 \text{ kN/m});$$

— charge de calcul sur 1 m de longueur de la poutre

$$q = g^c n_1 + p^c n_2 = 646 \times 1{,}1 + 880 \times 1{,}2 = \\ = 1766 \text{ kgf/m} \ (17{,}66 \text{ kN/m});$$

— moment fléchissant maximal

$$M = ql^2/8 = 1766 \times 4{,}8^2/8 = 5100 \text{ kgf}\cdot\text{m} \ (51 \text{ kN}\cdot\text{m}).$$

D'après le Tableau IX.2 la résistance de calcul est $R = 2100$ kgf/cm². La poutre subit une charge statique uniformément répartie et le déversement de sa membrure supérieure comprimée est empêché par les hourdis rigides: elle peut donc être calculée par la méthode de la rotule plastique. La formule (IX.8) fournit

la valeur du module de résistance plastique que doit présenter la section :

$$W^{pl} = \frac{M}{R} = \frac{510\,000}{2100} = 242\ \text{cm}^3.$$

La condition

$$W^{pl} = 1{,}12W$$

nous donne

$$W = \frac{242}{1{,}12} = 216\ \text{cm}^3.$$

Nous choisissons dans le catalogue (voir Annexe X) la poutrelle n° 22 avec $W_x = 232$ cm³ et $J_x = 2550$ cm⁴.

Flèche de la poutre à mi-portée sous la charge caractéristique

$$f = \frac{5q^c l^4}{384EJ} = \frac{5 \times 15{,}26 \times 480^4}{384 \times 2{,}1 \cdot 10^6 \times 2550} = 1{,}93\ \text{cm}.$$

Flèche relative

$$f/l = 1{,}93/480 = 1/250.$$

Exemple IX.3. Calculer une poutre d'acier à simple travée composée de deux profilés en U (appui fixe d'une conduite de chaleur) chargée au milieu de la portée par une force de calcul concentrée $P = 8$ tf (80 kN). Portée $l = 2{,}4$ m. Matériau : acier de classe C 38/23.

Solution.

$$M = Pl/4 = 8 \times 2{,}4/4 = 4{,}8\ \text{tf}\cdot\text{m}\ (48\ \text{kN}\cdot\text{m});$$

$$W = \frac{480\,000}{2100} = 228\ \text{cm}^3.$$

Nous choisissons dans le catalogue (Annexe XI) deux profilés en U n° 18, de façon à avoir

$$W_x = 2 \times 121 = 242\ \text{cm}^3 > 228\ \text{cm}^3.$$

Exemple IX.4. Calculer la section à donner à une poutre d'acier composée de 9 m de portée, supportant en chaque tiers de sa portée des charges concentrées $P^c = 26$ tf, $P = 32$ tf ; flèche relative admissible $f/l = 1/400$. Matériau : acier de classe C 44/29.

Solution. Sollicitations de calcul

$$M = \frac{Pl}{3} = \frac{32 \times 9}{3} = 96\ \text{tf}\cdot\text{m}\ ;\ Q = P = 32\ \text{tf}.$$

Module de résistance à assurer pour $R = 2600$ kgf/cm² (Tableau IX.2)

$$W = \frac{M}{R} = \frac{9\,600\,000}{2600} = 3700\ \text{cm}^3.$$

Donnons-nous à priori une épaisseur de l'âme $\delta_{\text{âme}} = 8$ mm et calculons la hauteur de la poutre d'après la formule (IX.11):

$$h = 1{,}15\sqrt{\frac{W}{\delta_{\text{âme}}}} = 1{,}15\sqrt{\frac{3700}{0{,}8}} = 78\,\text{cm}.$$

Vérifions l'épaisseur de l'âme au cisaillement à l'aplomb de l'appui à l'aide de la formule (IX.12) en posant $R_{\text{cis}} = 1500$ kgf/cm²:

$$\delta_{\text{âme}} = \frac{1{,}5Q}{R_{\text{cis}}h} = \frac{1{,}5 \times 32\,000}{1500 \times 78} = 0{,}41\,\text{cm} < 0{,}8\,\text{cm}.$$

Moment d'inertie de la section à assurer (formule (IX.13))

$$J = Wh/2 = 3700 \times 78/2 = 144\,000\ \text{cm}^4.$$

Moment d'inertie des membrures (formule (IX.14))

$$J_{\text{m}} = J - \frac{\delta_{\text{âme}}h^3}{12} = 144\,000 - \frac{0{,}8 \times 78^3}{12} = 111\,000\,\text{cm}^4.$$

Section à donner à une membrure (formule (IX.15))

$$F_{\text{m}} = \frac{2J_{\text{m}}}{h^2} = \frac{2 \times 111\,000}{78^2} = 37\,\text{cm}^2.$$

Posons

$$b_{\text{m}} \approx \frac{1}{4}h = 20\,\text{cm}\ ;\ \delta_{\text{m}} = \frac{37}{20} \approx 2\,\text{cm}.$$

Dessinons la section d'après les éléments calculés: $h = 80$ cm, $b_{\text{m}} = 20$ cm, $\delta_{\text{m}} = 2$ cm; $h_{\text{âme}} = 76$ cm, $\delta_{\text{âme}} = 0{,}8$ cm.

Cette section aura le moment d'inertie et le module de résistance suivants:

$$J_x = \frac{0{,}8 \times 76^3}{12} + 2 \times 20 \times 2 \times 39^2 = 29\,400 + 121\,600 = 151\,000\,\text{cm}^4\ ;$$

$$W_x = \frac{J_x}{h/2} = \frac{151\,000}{40} = 3780\,\text{cm}^3.$$

La vérification à la résistance sera faite d'après la formule (IX.6) (la méthode de la rotule plastique est inapplicable, car il y a risque de flambement de la membrure et de l'âme):

$$\frac{l_0}{b_{\text{m}}} = \frac{300}{20} = 15 > (9 \text{ à } 12)\ ;\quad \frac{h_{\text{âme}}}{\delta_{\text{âme}}} = \frac{76}{0{,}8} = 95 > 70\sqrt{\frac{2100}{2600}} = 63\ ;$$

$$\frac{M}{W_x} = \frac{9\,600\,000}{3780} = 2540\,\text{kgf/cm}^2 < 2600\,\text{kgf/cm}^2,$$

la résistance est bonne.

Flèche de la poutre à mi-portée sous la charge caractéristique $P^{\text{c}} = 26$ tf

$$f = \frac{23}{648} \times \frac{26\,000 \times 900^3}{2{,}1 \cdot 10^6 \times 151\,000} = 2{,}1\,\text{cm}.$$

Flèche relative

$$f/l = 2{,}1/900 = 1/428 < 1/400.$$

Force de cisaillement T au niveau des cordons de soudure (formule (IX.16))

$$T = \frac{QS_m}{J} = \frac{32\,000 \times 20 \times 2 \times 39}{151\,000} = 332 \text{ kgf/cm}^2.$$

Epaisseur à donner au cordon selon la formule (IX.17) pour $\beta = 0{,}7$ et $R^s_{an} = 1800$ kgf/cm²

$$h_c = \frac{T}{2\beta R^s_{an}} = \frac{332}{2 \times 0{,}7 \times 1800} = 0{,}14 \text{ cm} < 0{,}6 \text{ cm}.$$

Nous retenons $h_c = 6$ mm.

Voyons s'il est nécessaire de vérifier l'âme au flambement:

$$\frac{h_{\text{âme}}}{\delta_{\text{âme}}} = \frac{76}{0{,}8} = 95 < 110 \sqrt{\frac{2100}{2600}} = 99,$$

la vérification est superflue.

Les raidisseurs (nervures transversales) seront placés à l'aplomb des appuis et aux points d'application des charges concentrées; en outre, puisqu'on a $h_{\text{âme}}/\delta_{\text{âme}} = 95 > 100 \sqrt{\frac{2100}{2600}} = 90$, il est nécessaire de prévoir des nervures de raidissement aussi dans les intervalles, c'est-à-dire de 1,5 en 1,5 m, espacement inférieur à 2,5 h. L'épaisseur des nervures sera prise égale à 8 mm, valeur supérieure au 1/15 de leur largeur $b_{nr} \approx \frac{b_m}{2} = 10$ cm.

§ IX.4. CONCEPTION ET CALCUL DES POTEAUX

Poteaux simplement comprimés

Les poteaux d'acier peuvent être *pleins*, c'est-à-dire constitués de tôles, profilés, tubes (fig. IX.7, *a*), ou *à treillis*, c'est-à-dire formés de barres isolées réunies par des plats ou par un treillis de cornières minces (fig. IX.7, *b*, *c*). Un poteau à treillis diminue la dépense d'acier; par contre, il est moins facile à construire.

La tête du poteau est conçue en fonction du mode d'appui des poutres (fig. IX.8, *a*, *b*, *c*). La base évasée du poteau peut être constituée par une plaque d'appui simple (fig. IX.8, *d*), munie de nervures (fig. IX.8, *e*) ou de tôles verticales, ou traverses (fig. IX.8, *f*). La plaque d'appui présente des trous pour les boulons de fondation.

La résistance d'un poteau est vérifiée dans sa section dangereuse de façon à satisfaire à la condition

$$N/F_{nt} \leqslant R, \qquad \text{(IX.18)}$$

où N est la charge de calcul; F_{nt} la section nette (après déduction des trous); R la résistance de calcul de l'acier.

La section du poteau étant faible devant sa longueur, le poteau risque de céder au flambement avant que la résistance du matériau

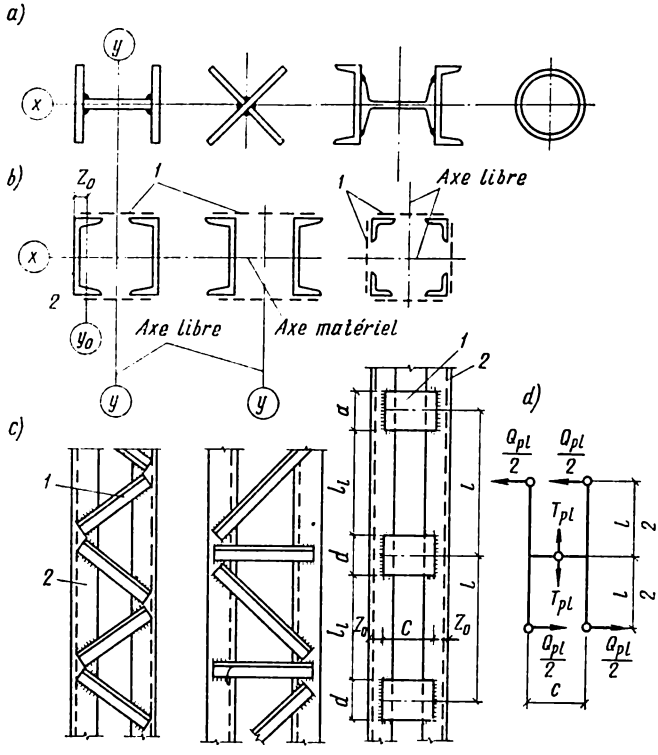


FIG. IX.7. Poteaux simplement comprimés:
a, sections des poteaux pleins; *b*, sections des poteaux à treillis; *c*, différents types de treillis; *d*, pour le calcul des plats; *1*, treillis du poteau; *2*, lame du poteau

soit épuisée. Tout poteau doit donc être calculé au flambement, généralement d'après la formule

$$\frac{N}{F_{br}\varphi} \leqslant R, \qquad \text{(IX.19)}$$

où F_{br} est la section brute du poteau (sans déduction des trous); φ le coefficient de réduction de la capacité portante du poteau qui dépend de son élancement λ et de la classe d'acier. Par exemple,

pour les pièces simplement comprimées en acier de classe C 38/23 les valeurs de φ sont les suivantes :

λ	0	20	40	50	60	70	80	90	100	120	150	200
φ	1	0,97	0,9	0,87	0,82	0,77	0,71	0,65	0,58	0,45	0,3	0,17

Par élancement λ d'un poteau, on entend le rapport de sa longueur de flambement l_0 (fig. IX.9) au rayon de giration r de la sec-

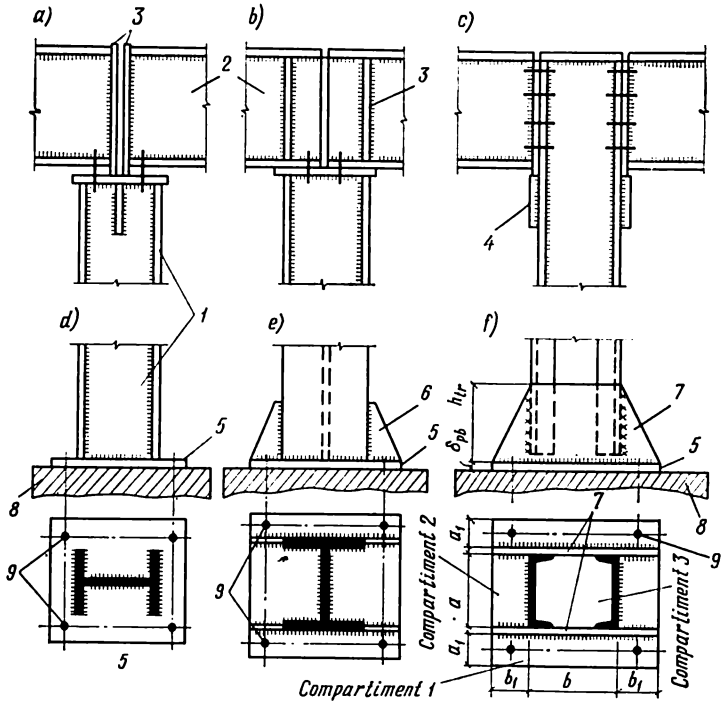


FIG. IX.8. Base et pied du poteau :
1, fût du poteau ; *2*, poutres ; *3*, nervures d'appui des poutres ; *4*, tasseau ; *5*, plaque d'appui ; *6*, raidisseurs ; *7*, traverses ; *8*, fondation ; *9*, boulons de fondation

tion, ce dernier étant fonction du moment d'inertie et de l'aire de la section :

$$\lambda_x = \frac{l_{0x}}{r_x}; \quad \lambda_y = \frac{l_{0y}}{r_y}; \quad r_x = \sqrt{\frac{J_x}{F_{br}}}; \quad r_y = \sqrt{\frac{J_y}{F_{br}}}.$$

Le poteau doit être étudié de façon à assurer une stabilité égale par rapport à ses deux axes : $\lambda_x \approx \lambda_y$.

Dans la section d'un poteau à treillis l'axe $x - x$ traversant les lames (voir fig. IX.7, *b*) s'appelle *axe matériel*, et l'axe $y - y$ traversant le treillis, *axe libre*.

L'élancement du poteau par rapport à son axe matériel est

$$\lambda_x = l_0/r_x. \qquad \text{(IX.20)}$$

Dans une section composée de deux profilés identiques le rayon de giration de la section totale est égal à celui d'une lame r_x.

Pour tenir compte de la flexibilité de la portion de la lame comprise entre deux nœuds du treillis par rapport à l'axe libre $y - y$, on fait entrer dans le calcul l'élancement fictif $\lambda_f < \lambda_y$. Pour la section formée de deux lames rendues solidaires par un treillis de plats rectangulaires, l'élancement fictif est

$$\lambda_f = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}, \qquad \text{(IX.21)}$$

où

$$\lambda_y = \frac{l_{0y}}{r_y}, \quad \lambda_1 = \frac{l_1}{r_1} \leqslant 40. \qquad \text{(IX.22)}$$

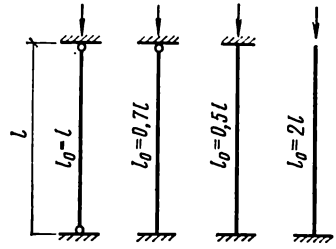


FIG. IX.9. Longueur de flambement des poteaux simplement comprimés

Dans ces formules l_1 est l'écartement entre les bords des plats (voir fig. IX.7, *c*); r_1 le rayon de giration de la lame par rapport à l'axe $y_0 - y_0$ passant par son centre de gravité (d'après le catalogue).

L'élancement limite d'un poteau est $\lambda_{max} = 120$.

Dans la flexion longitudinale du poteau les plats doivent être calculés pour résister à un effort tranchant fictif Q_f qui, pour les poteaux en acier de classe C 38/23, est pris égal à $20F_{br}$.

Chaque treillis de plats subit un effort tranchant

$$Q_{pl} = Q_f/2 = 20F_{br}/2 = 10F_{br}. \qquad \text{(IX.23)}$$

La condition d'équilibre de la partie isolée du poteau représentée sur la figure IX.7, *d* s'écrit

$$Q_{pl}l/2 = T_{pl}\,c/2,$$

où T_{pl} est l'effort tranchant dans le plat; l l'écartement entre les centres des plats; c la distance entre les axes des lames.

D'où

$$T_{pl} = Q_{pl}l/c. \qquad \text{(IX.24)}$$

Le moment fléchissant exercé sur un plat est

$$M_{pl} = T_{pl}\frac{c}{2} = \frac{Q_{pl}l}{c}\frac{c}{2} = \frac{Q_{pl}l}{2}. \qquad \text{(IX.25)}$$

On donne généralement aux plats une épaisseur δ entre 6 et 10 mm et une hauteur d entre 0,5 et 0,75 fois la largeur de section

du poteau. Si la résistance du cordon de soudure attachant le plat à la lame a été contrôlée par calcul, on considère que la résistance en flexion du plat n'a plus à être vérifiée.

Le cordon d'angle attachant le plat sur la lame a une longueur égale à la hauteur d du plat ; la longueur théorique du cordon (compte tenu de la pénétration incomplète aux extrémités) est $l_c = d - 10$ mm. Le cordon résiste aux contraintes normales σ_c dues au moment M_{pl} et des contraintes tangentielles τ_c déterminées par l'effort tranchant T_{pl} :

$$\sigma_c = \frac{M_{pl}}{W_c} = \frac{3Q_{pl}l}{0{,}7h_c l_c^2}\ ; \qquad \text{(IX.26)}$$

$$\tau_c = \frac{T_{pl}}{F_c} = \frac{Q_{pl}l}{c \times 0{,}7h_c l_c}\ . \qquad \text{(IX.27)}$$

La résistance du cordon de soudure est déterminée en partant de la contrainte résultante

$$\sigma_{calc} = \sqrt{\sigma_c^2 + \tau_c^2} \leqslant R_{an}^s . \qquad \text{(IX.28)}$$

La *base du poteau* répartit les pressions sur la fondation (semelle).

La surface à donner à la plaque d'appui de la base F_{pb} est calculée de telle façon que les contraintes engendrées sous la plaque soient non supérieures à la résistance de calcul à la compression locale (écrasement) du béton de la fondation,

$$N/F_{pb} \leqslant R_{écr} . \qquad \text{(IX.29)}$$

La valeur de $R_{écr}$ est fonction du rapport de la surface d'écrasement (surface de la plaque) à la surface totale de fondation F_f au droit de la base, ainsi que de la résistance de calcul du béton R_{pr}

$$R_{écr} = R_{pr}\sqrt{F_f/F_{pb}} \leqslant 2R_{pr} .$$

Si la base comprend des traverses, des raidisseurs, des boulons de fondation, la surface de la plaque d'appui de la base peut être surdimensionnée. La hauteur minimale des traverses est définie par la longueur des cordons de soudure attachant les traverses au fût du poteau. Ces cordons sont calculés avec une certaine marge de sécurité [1]) pour résister à la totalité de la force longitudinale N.

La plaque d'appui de la base est exposée aussi à la flexion du fait de la réaction de la fondation $q = N/F_{pb}$. La valeur du moment fléchissant est déterminée par les rapports des longueurs des côtés de la plaque dans ses compartiments limités par les traverses, les raidisseurs et le fût du poteau. Si le compartiment de la plaque est fixé par un seul bord, il travaille en flexion dans un sens unique, à la façon d'une console. S'il est fixé suivant trois ou quatre côtés et si un de ses côtés (en plan) est moins de deux fois plus long que

[1]) Dans les calculs, on ne tient pas compte du fait qu'une fraction de la force longitudinale est reportée par les cordons qui attachent le fût du poteau directement à la plaque d'appui de la base.

l'autre, il convient de considérer le travail du compartiment en deux directions; enfin, si un côté est plus de deux fois supérieur à l'autre, on fait abstraction de la flexion de la plaque dans le sens long et l'on admet que la plaque travaille seulement dans le sens court.

Dans la plaque d'appui de la base montrée sur la figure IX.8, *f* le compartiment *1* travaille en console; le moment fléchissant a pour équation

$$M_1 = \frac{qa_1^2}{2}.$$

Le compartiment *2* est appuyé sur trois côtés; le moment fléchissant maximal a pour équation

$$M_2 = \beta q a^2,$$

où a est la longueur du bord libre et β un coefficient qui dépend du rapport des côtés:

b_1/a	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2,0	∞
β	0,060	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	0,126	0,132	0,133

Le compartiment *3* est appuyé suivant tous les quatre côtés; le moment fléchissant maximal a pour équation

$$M_3 = \alpha q a^2,$$

où a est la longueur du côté court et α un coefficient qui dépend du rapport des côtés:

b/a	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,8	2,0	∞
α	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,094	0,100	0,125

L'épaisseur à donner à la plaque d'appui de la base est calculée par la formule

$$\delta_{pb} = \sqrt{6M/R},$$

où M est le plus grand moment fléchissant dans la plaque d'appui et R la résistance de calcul de l'acier à la flexion.

Les traverses et les raidisseurs seront disposés de telle façon que l'épaisseur de calcul à donner à la plaque d'appui de la base soit sensiblement la même dans tous ses compartiments, en général δ_{pb} = 16 à 40 mm.

Exemple IX.5. Vérifier la capacité portante du poteau plein en acier montré sur la figure IX.10, *a*. Le poteau a une section en double T formée de trois tôles soudées. Matériau : acier de classe C 38/23. Charge de calcul $N = 105$ tf $= 1050$ kN. Hauteur du

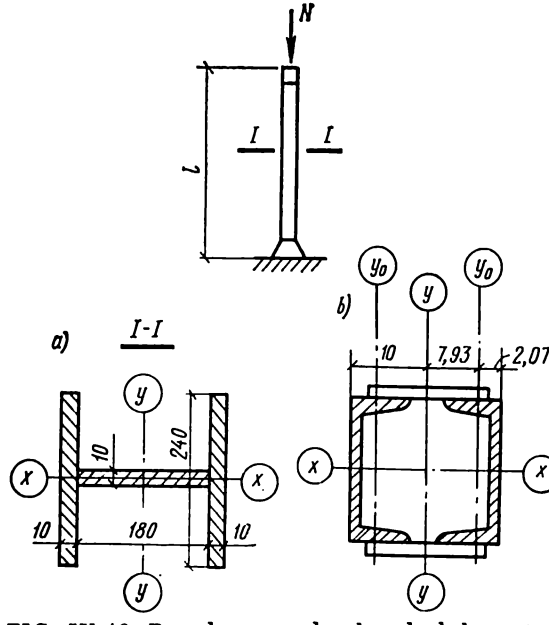


FIG. IX.10. Pour les exemples de calcul des poteaux

poteau $l = 4{,}1$ m ; puisque ses extrémités sont articulées, on a de toute évidence $l_0 = l$.

Solution. Déterminons la géométrie de la section :

$$F = 24 \times 1 \times 2 + 18 \times 1 = 66 \text{ cm}^2;$$

$$J_x = \frac{1 \times 24^3}{12} 2 + \frac{18 \times 1^3}{12} = 2305 \text{ cm}^4;$$

$$J_y = \frac{1 \times 18^3}{12} + 2\left(\frac{24 \times 1^3}{12} + 24 \times 1 \times 9{,}5^2\right) = 4800 \text{ cm}^4;$$

$$r_x = \sqrt{\frac{2305}{66}} = 5{,}9 \text{ cm}; \quad r_y = \sqrt{\frac{4800}{66}} = 8{,}5 \text{ cm};$$

$$\lambda_{max} = \frac{l_0}{r_{min}} = \frac{l_0}{r_x} = \frac{410}{5{,}9} = 70 < 120.$$

En fonction de $\lambda = 70$, nous trouvons $\varphi = 0{,}77$ (voir page 168).

Vérifions le poteau au flambement à l'aide de la formule (IX.19) :

$$\frac{N}{F_{br}\varphi} = \frac{105\,000}{66 \times 0{,}77} = 2060 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (206 MPa)} < 2100 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (210 MPa)} \cdot$$

la capacité portante du poteau est bonne.

Exemple IX.6. Calculer la charge de calcul que peut supporter le poteau formé de deux profilés en U n° 20 (fig. IX.10, *b*). Largeur du poteau $b = 20$ cm, hauteur $l = 6$ m. Matériau : acier de classe C38/23. Ecartement entre les bords des plats du treillis $l_1 = 70$ cm ; dimensions d'un plat $d = 15$ cm, $\delta = 6$ mm. Epaisseur des cordons de soudure attachant les plats sur les lames du poteau $h_c = 6$ mm. L'extrémité inférieure du poteau est encastrée, l'extrémité supérieure articulée ; on a donc $l_0 = 0{,}7\ l = 0{,}7 \times 6 = 4{,}2$ m.

Solution. Cherchons dans le catalogue (voir Annexe XI) les caractéristiques du profilé en U n° 20 : $F = 23{,}4$ cm² ; $J_x = 1520$ cm⁴ ; $J_{y0} = 113$ cm⁴ ; $r_x = 8{,}07$ cm ; $r_{y0} = 2{,}2$ cm. La distance entre la face extérieure de l'âme et le centre de gravité de la section est 2,07 cm.

Calculons l'élancement du poteau par rapport à son axe matériel à l'aide de la formule (IX.20) :

$$\lambda_x = l_0/r_x = 420/8{,}07 = 52.$$

Pour déterminer l'élancement fictif du poteau par rapport à l'axe libre $y - y$, calculons d'abord

$$J_y = 2\,(113 + 23{,}4 \times 7{,}93^2) = 3220 \text{ cm}^4;$$

$$r_y = \sqrt{\frac{3220}{23{,}4 \times 2}} = 8{,}3 \text{ cm}; \quad \lambda_y = \frac{420}{8{,}3} = 50{,}5.$$

L'élancement d'une lame est égale, d'après (IX.22), à

$$\lambda_1 = l_1/r_{y0} = 70/2{,}2 = 31{,}8.$$

Calculons maintenant l'élancement fictif par la formule (IX.21) :

$$\lambda_f = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} = \sqrt{50{,}5^2 + 31{,}8^2} = 60 > \lambda_x = 52.$$

Pour $\lambda = 60$ le coefficient $\varphi = 0{,}82$ (voir page 168).

La charge de calcul supportée par le poteau sera déterminée à l'aide de la formule (IX.19) :

$$N = RF\varphi = 2100 \times 2 \times 23{,}4 \times 0{,}82 = 80\,500 \text{ kgf } (805 \text{ kN}).$$

Vérifions la résistance des plats. L'écartement entre les axes des plats est $l = 70 + 15 = 85$ cm.

D'après la formule (IX.23)

$$Q_{pl} = 10F_{br} = 10 \times 2 \times 23{,}4 = 468 \text{ kgf } (4{,}68 \text{ kN});$$

d'après la formule (IX.24)

$$T_{pl} = \frac{Q_{pl}l}{c} = \frac{468 \times 85}{15{,}86} = 2490 \text{ kgf } (24{,}9 \text{ kN});$$

d'après la formule (IX.25)

$$M_{pl} = Q_{pl}l/2 = 468 \times 85/2 = 19\,900 \text{ kgf·cm } (199\,000 \text{ N·m}).$$

Vérifions la résistance du cordon d'attache:

$$l_c = l - 1 = 15 - 1 = 14 \text{ cm};$$

$$W_c = \frac{0{,}7 h_c l_c^2}{6} = \frac{0{,}7 \times 0{,}6 \times 14^2}{6} = 13{,}7 \text{ cm}^3;$$

$$F_c = 0{,}7 h_c l_c = 0{,}7 \times 0{,}6 \times 14 = 5{,}9 \text{ cm}^2;$$

$$\sigma_c = \frac{M_{pl}}{W_c} = \frac{19\,900}{13{,}7} = 1453 \text{ kgf/cm}^2$$

(d'après la formule (IX.26));

$$\tau_c = \frac{T_{pl}}{F_c} = \frac{2490}{5{,}9} = 422 \text{ kgf/cm}^2$$

(d'après la formule (IX.27)). On a en somme d'après (IX.28)

$$\sigma_{calc} = \sqrt{\sigma_c^2 + \tau_c^2} = \sqrt{1453^2 + 422^2} =$$
$$= 1513 \text{ kgf/cm}^2 \ (151{,}3 \text{ MPa}) \approx R_{an}^s = 1500 \text{ kgf/cm}^2 \ (150 \text{ MPa}).$$

La résistance du cordon est bonne.

Poteaux comprimés et fléchis

Les poteaux des bâtiments industriels sans étages sont soumis en même temps à une force longitudinale N et à un moment fléchissant M. Reliés entre eux par la toiture, ces poteaux constituent les portiques transversaux du bâtiment. Ils peuvent être pleins ou à treillis, de section constante ou décroissante vers le haut; dans ce dernier cas ils s'appellent *poteaux étagés* (fig. IX.11, *b*, *c*). Les poteaux étagés sont les plus répandus. Dans sa partie haute (dite *baïonnette*) située au-dessus de la poutre de roulement du pont roulant, un tel poteau présente une section en double T constituée par trois tôles soudées; la partie basse du poteau, située au-dessous de la poutre de roulement, est composée de deux lames rendues solidaires soit par une âme (poteau plein), soit par un treillis. Les lames sont généralement fabriquées en profilés d'acier, en double T ou en U; elles peuvent aussi être constituées par une tôle d'acier universel. Afin d'augmenter la capacité portante de la lame, sa section en double T peut être formée de trois tôles soudées, et la section en U, d'une tôle et de deux cornières fixées par soudure.

L'âme d'un poteau plein a une épaisseur très faible, entre 1/100 et 1/120 de la hauteur. Sa stabilité locale est garantie par des raidisseurs jumelés transversaux soudés à l'intervalle de 2,5h à 3h (voir fig. IX.11, *b*).

Le treillis du poteau, disposé en deux plans, est fabriqué généralement à partir de cornières isolées; c'est un système triangulé à montants supplémentaires (fig. IX.11, *c*).

Si le bâtiment n'est pas très élevé et la charge du pont roulant est de 15 à 20 t au maximum, on peut utiliser des poteaux pleins de section constante (fig. IX.11,*a*) fabriqués à partir de poutrelles à larges ailes ou avec trois tôles soudées.

On emploie des poteaux dits *jumelés* (fig. IX.11, *d*) où une lame s'élève jusqu'à la toiture pour la supporter (grand montant) et l'autre s'arrête au niveau de la poutre de roulement du pont roulant (montant sous poutre). Le montant sous poutre est solidarisé avec le grand montant par des plats horizontaux dont l'écartement est choisi de façon à conférer au montant sous poutre un élancement sensiblement égal dans le plan du portique transversal et perpendiculairement à ce plan.

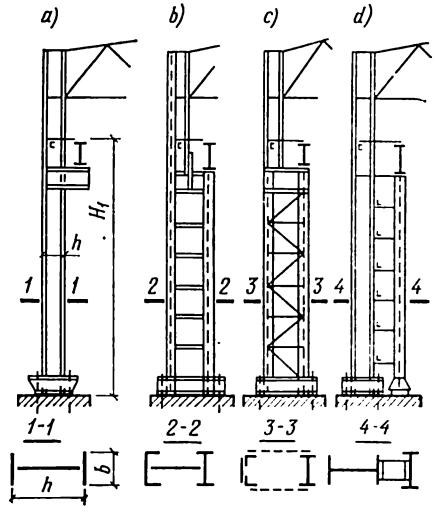


FIG. IX.11. Poteaux comprimés et fléchis:

a, poteau plein de section constante; *b*, poteau plein étagé; *c*, poteau étagé à treillis; *d*, poteau jumelé

Un poteau comprimé et fléchi est généralement calculé au flambement. La force longitudinale critique N_{cr} de flambement d'une pièce comprimée et fléchie et les contraintes critiques correspondantes $\sigma_{cr}^{cf} < \sigma_{él}$ dépendent de l'excentricité initiale de la force longitudinale $e_0 = M/N$, de l'élancement λ de la pièce et de la géométrie de la section.

Le calcul au flambement dans le plan du moment (dans le plan du portique transversal) se fait d'après la formule

$$\frac{N}{\varphi^{cf} F_{br}} \leqslant R, \qquad \text{(IX.30)}$$

où le coefficient $\varphi^{cf} < 1$ est cherché dans l'Annexe XV en fonction du flambement fictif $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R/E}$ et de l'excentricité réduite m_1 de la force.

Le calcul au flambement dans le plan perpendiculaire à celui du moment (au plan du portique) se fait d'après la formule

$$\frac{N}{c\varphi_y F_{br}} \leqslant R, \qquad \text{(IX.31)}$$

où le coefficient de flambement de la pièce comprimée et fléchie φ_y (voir page 168) est défini en fonction de l'élancement λ_y (dans le plan perpendiculaire au portique); c est un coefficient qui tient compte de la variation de la stabilité de la pièce dans le plan perpendiculaire au portique à cause du moment agissant dans le plan du portique (voir Annexe XVI).

Dans un poteau à treillis, on doit en outre vérifier au flambement les lames assimilées à des pièces comprimées et fléchies. Si la section est symétrique, la force longitudinale développée dans une lame est égale à

$$N_1 = N/2 + M/h, \qquad \text{(IX.32)}$$

où h est la distance entre les centres de gravité des sections des lames.

Les éléments du treillis sont calculés pour résister à l'effort tranchant Q [1]) et à l'effort dû au raccourcissement des lames du poteau sous l'action de la force longitudinale [2]).

L'effort développé dans une diagonale de section F_d est égal à

$$N_d = \frac{Q}{2 \sin \alpha} + \frac{F_d N}{F} \sin^2 \alpha, \qquad \text{(IX.33)}$$

où α est l'inclinaison de la diagonale (généralement $\alpha = 45°$); F est la section totale des deux lames du poteau.

Les diagonales comprimées sont à vérifier au flambement d'après la formule (IX.19) en déterminant leur élancement d'après le plus petit rayon de giration de la section et en affectant R d'un coefficient de comportement $m = 0{,}75$, car la diagonale est fixée sur la lame par une seule aile.

La plaque d'appui de la base d'un poteau comprimé et fléchi est dimensionnée de façon que les contraintes maximales dans le béton de la fondation ne soient pas supérieures à R_{pr}. Pour la base d'un poteau plein (fig. IX.12, *a*) les contraintes sous les bords de la plaque sont calculées à l'aide de la formule

$$\sigma = \frac{N}{F_{pb}} \pm \frac{M}{W_{pb}}, \qquad \text{(IX.34)}$$

où W_{pb} est le module de résistance de la surface de la plaque d'appui de la base par rapport à l'axe perpendiculaire au plan d'action du moment.

Le signe positif dans (IX.34) correspond aux contraintes de compression, et le signe négatif, à celles de traction. Nous avons déjà

---

[1]) Si $Q < Q_f$, on pose $Q = Q_f = 20F_{br}$ (pour un acier de classe C38/23).

[2]) La mise en charge des lames provoque en même temps un raccourcissement des éléments du treillis.

vu qu'on doit assurer $\sigma_c \leqslant R_{pr}$. Les efforts de traction Z doivent être repris par les boulons de fondation :

$$Z = \frac{M - Na}{y}, \qquad \text{(IX.35)}$$

où M est le moment fléchissant de calcul dans la section basse du poteau (voir fig. IX.12, *a*) ; N la force longitudinale de calcul ; a la distance du centre de gravité du diagramme des compressions à l'axe du poteau ; y la distance de l'axe des boulons de fondation au centre de gravité du diagramme des compressions.

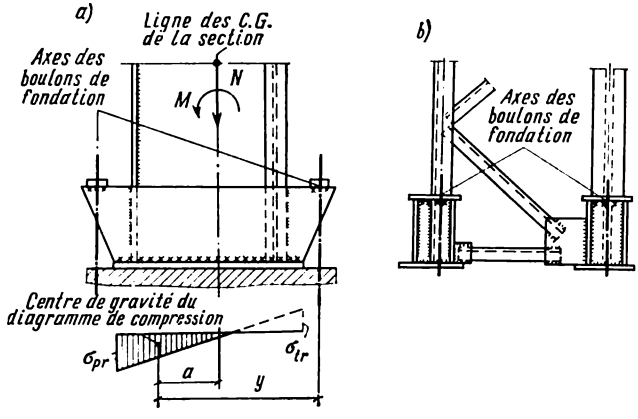


FIG. IX.12. Bases des poteaux comprimés et fléchis :
a, poteau plein ; *b*, poteau à treillis

La section à donner aux boulons de fondation est

$$F = \frac{Z}{nR_{tr}^{b}}, \qquad \text{(IX.36)}$$

où n est le nombre de boulons de fondation ; R_{tr}^{b} la résistance de calcul des boulons à la traction, égale à 1400 kgf/cm² (140 MPa) pour les boulons de fondation en acier ВСт3кп2.

Un poteau à treillis sera avantageusement muni de deux bases séparées (fig. IX.12, *b*). La base de chaque lame sera calculée pour résister à l'effort de compression maximal N_1, par analogie au calcul de la base d'un poteau simplement comprimé.

§ IX.5. CONCEPTION ET PRINCIPES DE CALCUL DES FERMES

Les fermes sont des structures à treillis qu'on utilise le plus souvent dans l'ossature du comble du bâtiment. Les éléments longitudinaux d'une ferme, parallèles à la portée, sont appelés *membrures*. Les membrures sont reliées entre elles par un treillis formé de montants et de diagonales.

On distingue les fermes trapézoïdales (fig. IX.13, *a*), triangulaires (fig. IX.13, *b*) ou à membrures parallèles (de hauteur constante, fig. IX.13, *c*).

Le système du treillis de la ferme est choisi en fonction de la configuration de cette dernière, de sa hauteur, ainsi que de la longueur du panneau requise (distance entre les détails). On distingue les systèmes en V (fig. IX. 13, *a*, *c*) et en N (fig. IX.13, *b*). L'inclinaison des diagonales varie généralement entre 35 et 45°. Les éléments du treillis sont constitués le plus souvent par des cornières jumelées; les détails sont formés par des goussets sur lesquels les cornières viennent se fixer par soudure (fig. IX.13, détail *A*).

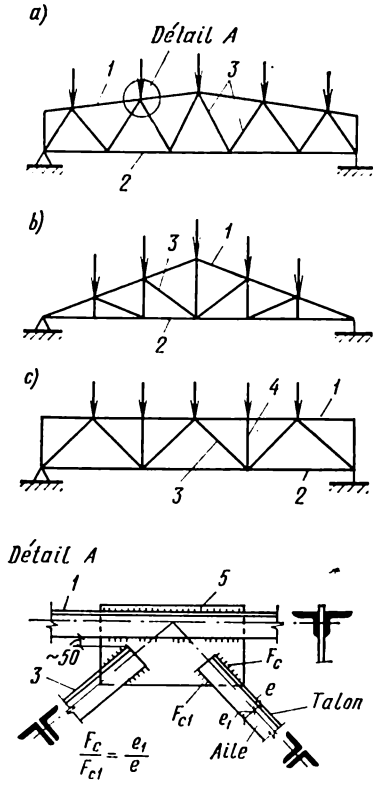


FIG. IX.13. Fermes:
1, membrure supérieure; *2*, membrure inférieure; *3*, diagonales; *4*, montant; *5*, gousset

Le flambement d'une ferme plane dans le sens perpendiculaire à son plan est empêché par un système de contreventements verticaux et horizontaux. Une ferme contreventée est un ensemble tridimensionnel indéformable (fig. IX.14).

Sur le schéma simplifié de la ferme chaque élément est représenté par une ligne qui suit le centre de gravité de la section de la pièce. Les axes de tous les éléments aboutissant à un détail doivent concourir dans le point représentatif du détail. En calculant les efforts dans les éléments de la ferme, on admet que tous les éléments sont articulés dans les détails, c'est-à-dire que les charges appliquées dans les détails font naître uniquement des efforts axiaux (compressions ou tractions) dans les éléments. La valeur et le sens de chaque effort sont cherchés soit graphiquement (diagramme de Maxwell-Cremona), soit analytiquement (méthode des sections). Dans une ferme de toiture la membrure supérieure est comprimée et la membrure inférieure tendue. Si la charge est appliquée en dehors des détails, la barre subit un moment fléchissant qui vient s'ajouter à l'effort axial; en vue d'éviter des sections trop fortes, on s'arrange pour que les charges soient appliquées dans les détails.

Les efforts étant connus, on choisit la section à donner aux élé-

ments. Les éléments travaillant en compression sont calculés d'après la formule (IX.19). L'élancement λ des principaux éléments comprimés de la ferme (membrures, diagonales placées à l'aplomb des appuis) ne doit pas être supérieur à 120; pour les autres éléments comprimés, il peut atteindre 150. En calculant l'élancement, on admet que la longueur de flambement l_0 de la membrure, des diagonales aux appuis et des montants dans le plan de la ferme est égale à leur longueur géométrique l entre les centres des détails; pour les autres éléments du treillis on pose $l_0 = 0{,}8l$. Dans le plan perpendiculaire à celui de la ferme, on admet que la longueur de flambement d'un élément est égale à la distance entre les détails dont le

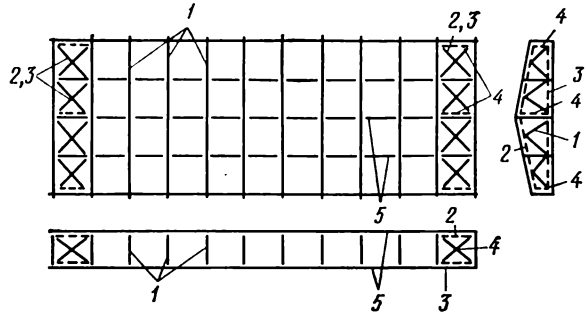


FIG. IX.14. Contreventements des fermes:
1, fermes; 2, contreventements horizontaux de la membrure supérieure; 3, contreventements horizontaux de la membrure inférieure; 4, contreventements verticaux; 5, entretoises

déplacement par rapport au plan de la ferme est empêché par les contreventements, les bords des dalles de couverture soudés sur la membrure, etc.

Les éléments travaillant en traction sont calculés à l'aide de la formule

$$N/F_{nt} \leqslant R. \qquad \text{(IX.37)}$$

En dessinant une section, on doit chercher à réduire autant que possible la gamme des profilés utilisés (5 à 7 types au plus).

Les cordons de soudure attachant les éléments des fermes sur le gousset du détail sont dimensionnés en fonction de l'effort de calcul N, à l'aide de la formule (IX.2).

En étudiant l'attache d'un élément sur le gousset, on doit se rappeler que le centre de gravité de la cornière est déplacé vers le talon et que, par conséquent, le cordon de talon est plus sollicité que le cordon d'aile. La surface totale du cordon de soudure nécessaire pour attacher l'élément fabriqué en cornières doit être distribuée en raison inverse de la distance de son centre de gravité à la rive (voir fig. IX.13, détail A).

Après avoir calculé la longueur des cordons d'attache, on dimensionne le gousset. Les éléments aboutissant au détail doivent être écartés de 50 mm au moins entre eux ; on doit chercher à donner au gousset une configuration aussi simple que possible.

§ IX.6. STRUCTURES MÉTALLIQUES PRÉCONTRAINTES

Pendant la fabrication d'une structure d'acier précontrainte, on communique à celle-ci une contrainte de sens opposé à celle qui aura lieu en service. Cela permet d'étendre le domaine élastique et

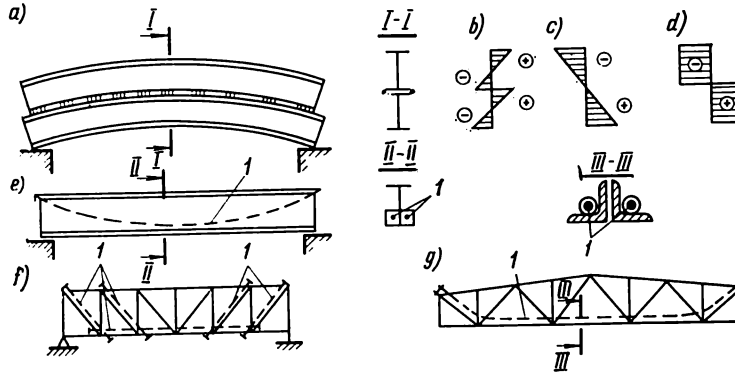


FIG. IX.15. Structures métalliques précontraintes:
1, câbles mis en tension

d'utiliser pour les pièces tendues des matériaux à haute résistance (câbles, etc.) qui diminuent la dépense d'acier.

La précontrainte d'une poutre peut être réalisée soit en donnant une contre-flèche à la pièce, soit en munissant la pièce de câbles résistants mis en tension.

Le premier procédé est illustré sur la figure IX.15, *a* qui représente une poutre précontrainte constituée de deux éléments auxquels on a donné une contre-flèche avant de les avoir solidarisés à l'état fléchi par des cordons de soudure longitudinaux. Le diagramme des contraintes dans la section de la poutre terminée est montré sur la figure IX.15, *b*. Ce diagramme sera superposé au diagramme classique des contraintes en charge (fig. IX.15, *c*). A mesure que la charge croît, le diagramme résultant devient sensiblement rectangulaire (fig. IX.15, *d*). De cette façon la capacité portante de la poutre sera épuisée quand les contraintes auront atteint leurs valeurs limites en tout point de la section, et non seulement dans la fibre extrême comme dans une poutre sans précontrainte.

La poutre précontrainte par câbles est montrée sur la figure IX.15, *e*. Au cours de la fabrication de la poutre, on met en tension les câbles en faisant naître un moment de sens opposé au moment en charge, de façon à diminuer la contrainte totale. Puisque les câbles

sont fixés sur la poutre elle-même, la structure travaille sous la charge comme un tout; la haute résistance à la traction du câble améliore le comportement de la structure.

Les fermes sont précontraintes à l'aide des câbles mis en tension et fixés sur la ferme de façon à faire naître, dans les principaux éléments, des contraintes de sens opposé aux contraintes en service. On peut disposer des câbles isolés tendus le long des principaux éléments travaillant en traction (fig. IX.15, *f*) ou bien prévoir un câble tendu unique pour la ferme tout entière (fig. IX.15, *g*).

CHAPITRE X

LES STRUCTURES DANS LES BÂTIMENTS

§ X.1. PRINCIPES DE CONCEPTION DES STRUCTURES DU BÂTIMENT

Les structures utilisées dans les bâtiments se composent d'éléments isolés qui sont associés de façon à former un système tridimensionnel. Les exigences auxquelles doivent satisfaire les différents éléments des structures sont conditionnées par leur destination et les particularités du travail dans l'œuvre. Par exemple, les pièces constitutives des planchers entre étages doivent être robustes et suffisamment rigides, car leur flexion risque de perturber les conditions d'exploitation normale du bâtiment; les murs et les poteaux sous planchers doivent être résistants et avoir une bonne stabilité. S'agissant des pièces en béton armé, on limite l'ouverture des fissures dans le béton tendu, au point d'exclure même la formation de fissures pour certaines structures précontraintes.

Le bâtiment dans son ensemble doit présenter une bonne rigidité spatiale; on entend par là qu'il doit opposer une résistance suffisante aux charges verticales et horizontales de toute nature.

On distingue des bâtiments à ossature et des bâtiments sans ossature.

Dans un bâtiment sans ossature la rigidité spatiale est assurée grâce aux murs longitudinaux et transversaux qui, réunis par les planchers, forment un système tridimensionnel et travaillent ensemble. Quelques renseignements sur les bâtiments en maçonnerie sans ossature ont été donnés dans le § VIII.4.

Les bâtiments à ossature sont essentiellement constitués par des portiques, contreventés ou non. Un portique se compose de barres (poutres et poteaux) qui sont le plus souvent rigidement assemblées entre elles dans les nœuds. Le contreventement est assuré par les murs en maçonnerie, les cloisons en béton armé ou des pièces en acier. Dans un bâtiment à portiques non contreventés toutes les charges extérieures sont reportées par les portiques transversaux et longitudinaux réunis par les planchers et la toiture de façon à former un système tridimensionnel (fig. X.1, *a*, *b*). Dans un bâtiment à portiques contreventés, une partie des charges est reprise par les contreventements (fig. X.1, *c*).

En chaque phase de construction du bâtiment, on cherche à garantir la bonne résistance mécanique, rigidité et stabilité de chaque

élément isolé et du bâtiment dans son ensemble ; à cet effet on utilise des pièces de fixation provisoires telles que tirants, entretoises, etc.

La déformation du bâtiment présentant une bonne rigidité spatiale se déroule de telle façon que la mise en charge d'un élément quelconque entraîne immédiatement celle de plusieurs autres éléments qui « facilitent la tâche » de l'élément sollicité.

Le projet du bâtiment doit être adapté aux conditions d'industrialisation : ce sont les éléments préfabriqués qui permettent de faire

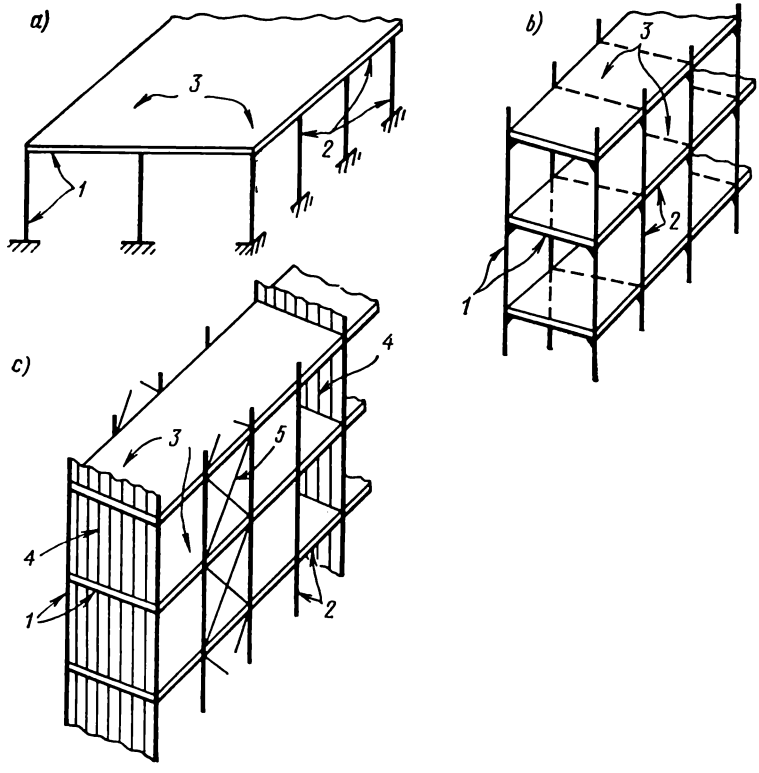


FIG. X.1. Différents schémas d'ossature des bâtiments :
1, portique transversal ; *2*, portique longitudinal ; *3*, plancher ou toiture ; *4*, cloison de contreventement ; *5*, contreventements en acier

le montage le plus vite et de mettre en œuvre des machines et mécanismes de chantier appropriés.

Les usines peuvent fabriquer les éléments de structures de bâtiment en grandes séries et à des cadences très élevées, à condition que leur gamme ne soit pas excessivement étendue et que ces éléments puissent être employés dans les bâtiments les plus divers. Cette condition est garantie par la *typification* et la *modulation* : on adopte un schéma-type pour chaque genre de bâtiment et l'on réduit les

dimensions fondamentales (en plan et suivant la hauteur) à une série limitée de dimensions normalisées établies sur la base d'une modulation réglementaire [1]).

Par exemple, les bâtiments industriels sans étages, parmi lesquels on trouve de nombreux bâtiments utilisés dans les réseaux de distribution et d'évacuation des eaux (salles des pompes, soufleries, chlorateurs, etc.), et les bâtiments des chaufferies doivent avoir des cotes d'implantation multiples du module agrandi 3 m (ou 6 m), et les cotes suivant la hauteur, multiples du module agrandi 1,2 m. Leur schéma-type prévoit l'appui articulé de la toiture sur les murs ou les poteaux, ce qui permet de réaliser la toiture à partir d'éléments de même type sans tenir compte de la hauteur du bâtiment, de l'existence des ponts roulants ni des parties enterrées (voir § X.4, X.5).

Pour chaque élément du bâtiment on cherche la solution technique la plus rationnelle, qui a fait ses preuves dans la pratique, et on la retient à titre d'*élément-type*. Ce sont les éléments-types, destinés à être utilisés en masse, qui constituent la fraction la plus importante de la production des usines de produits de construction. La gamme des éléments-types est périodiquement soumise à des révisions.

Dans le projet d'un bâtiment, on doit chercher à utiliser les éléments aussi grands que le permettent les performances des mécanismes de levage et des véhicules existants. Plus les éléments sont grands, moins ils sont nombreux et plus le montage sera rapide.

Les éléments préfabriqués doivent être simples à produire et faciles à monter. On en tient compte en choisissant l'élément-type. On doit se rappeler également que pendant le transport et le montage les éléments peuvent se trouver exposés à des sollicitations très différentes de celles prévues dans le projet: un poteau conçu pour travailler à la compression dans l'œuvre subit une flexion au cours du transport et du montage à la façon d'une poutre chargée par son propre poids; les fermes et les poutres, conçues pour reposer sur leurs extrémités dans l'œuvre, sont accrochées en d'autres points par les élingues de levage, etc.

Le cas de charge d'un élément sur chantier doit faire l'objet d'un calcul particulier; la charge de poids propre sera affectée d'un coefficient dynamique 1,5 au levage et au montage et 1,8 pendant le transport [2]).

Les cotes retenues dans les projets d'éléments préfabriqués sont classées en trois catégories:

— les *cotes nominales* définissent les dimensions de la pièce de façon à l'adapter aux dimensions fondamentales modulées du bâtiment;

---

[1]) La modulation consiste à choisir toutes les dimensions multiples d'un module 100 mm ou d'un module agrandi multiple de 100 mm.

[2]) Dans ce cas aucun coefficient de surcharge n'affecte la charge de poids propre.

— les *cotes de projet* (seules figurant sur les dessins de la pièce) ne diffèrent des cotes nominales que par la valeur des jeux prévus dans les joints;

— les *cotes réelles* sont établies sur la base des cotes de projet en tenant compte des tolérances de fabrication qui varient généralement entre ± 3 et ± 10 mm.

Par exemple, un hourdis de toiture pour bâtiment industriel a les cotes nominales 6×3 m et les cotes de projet $5{,}96 \times 2{,}98$ m.

§ X.2. PLANCHERS EN BÉTON ARMÉ

Généralités

Un plancher en béton armé peut être préfabriqué (complètement ou partiellement) ou coulé en place. On distingue des planchers *à poutres* et des planchers *sans poutres*, ou *planchers-champignons*. Un plancher à poutres est constitué de poutres et hourdis; un plancher-champignon est formé de dalles sans nervures qui reposent directement sur les poteaux munis de chapiteaux.

Le procédé de fabrication et le système du plancher (réseau de poteaux, direction et espacement des poutres) sont choisis en fonction de la destination du bâtiment, de la solution architecturale, du parti constructif, ainsi que de la surcharge prévue sur le plancher. Cette surcharge est définie dans les Normes pour les bâtiments publics et d'habitation. Pour un bâtiment industriel, la surcharge est définie par la technologie de production adoptée. On trouve les valeurs des surcharges caractéristiques et des coefficients de surcharge correspondants en Annexe II.

Avant de s'établir sur un système définitif du plancher, on fait le recensement de plusieurs variantes en les évaluant au point de vue de la dépense des matériaux, de la facilité d'exécution et du coût.

Les plaques entrant dans la composition du plancher peuvent être appuyées sur deux côtés ou sur les quatre côtés. Une plaque appuyée sur deux côtés travaille à la façon d'une poutre. Le cas de travail d'une plaque appuyée sur les quatre côtés est fonction du rapport de ses côtés (fig. X.2). Si le rapport des côtés est $l_2/l_1 \geqslant 3$ ($\geqslant 2$), la plaque travaille en flexion dans une seule direction (courte) l_1 et s'appelle *hourdis*; si le rapport des côtés est $l_2/l_1 < 3$ ($\leqslant 2$), la plaque travaille en flexion dans deux directions et s'appelle *dalle*.

Lors du calcul des poutres, dalles et hourdis hyperstatiques des planchers, on tient compte de la redistribution des efforts internes qui peut se produire à cause de la fissuration, des propriétés anélastiques du béton et des armatures, ainsi qu'à la suite d'une dégradation partielle de l'adhérence acier-béton. La prise en compte de ces facteurs conduit au plan de ferraillage le plus rationnel et, assez

souvent, permet de diminuer la dépense d'acier. Nous allons étudier ce mode de calcul plus en détail.

A mesure que les charges extérieures augmentent, les contraintes dans les sections de la pièce en béton armé deviennent plus grandes. Au moment où la contrainte de l'acier tendu dans la section la plus sollicitée devient égale à la limite d'élasticité, le béton comprimé présente des contraintes élevées et subit des déformations anélastiques considérables. Un tel état de contrainte manifesté dans une section quelconque de la pièce isostatique a pour effet une rotation

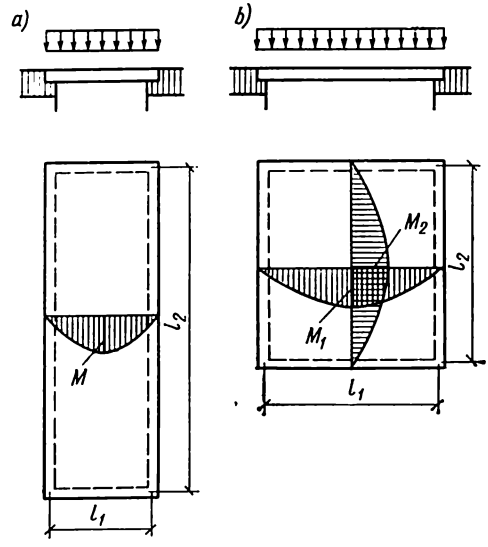


FIG. X.2. Hourdis (*a*) et dalle (*b*).

relative des deux parties de la pièce situées de part et d'autre de la section ; à la suite de cette rotation la contrainte dans le béton devient égale à la charge de rupture en compression et la pièce rompt (stade III de l'état de contrainte et de déformation, voir chapitre VI).

Si la contrainte de l'acier tendu devient égale à la limite d'élasticité dans une section quelconque d'un élément hyperstatique, la ruine n'a pas lieu, car la rotation relative des parties de la pièce est empêchée par les fixations aux appuis. Bien que soumise à des déformations locales très sensibles, la section considérée reporte un moment

$$M_{pl} = \sigma_{él} F_a z_b,$$

où F_a est la section de l'acier ; z_b est le bras de levier du couple de forces intérieur.

Dans le calcul, la valeur du moment est prise égale à

$$M = R_a F_a z_b.$$

La partie de la poutre où se manifeste l'état de contrainte décrit est appelée *rotule plastique*. Malgré la croissance de la charge, le moment dans la rotule plastique reste inchangé tout en augmentant dans les autres sections: il se produit ainsi une redistribution des moments.

Des rotules plastiques peuvent se former en plusieurs sections de la pièce, jusqu'à ce que cette dernière devienne isostatique, auquel cas l'apparition d'une nouvelle rotule plastique conduit à la ruine.

Afin d'illustrer ce qui vient d'être dit, considérons une poutre hyperstatique à simple travée de portée l, encastrée à ses extrémités et exposée à une charge q uniformément répartie (fig. X.3).

Les moments limites développés dans les sections de la poutre sur appui et en travée sont respectivement:

$$M_{tr} = \sigma_{él} F_a^{tr} z_b^{tr};$$

$$M_{ap} = \sigma_{él} F_a^{ap} z_b^{ap}.$$

La somme des moments en travée et sur appui dans un système de poutres hyperstatique est égale au moment d'une poutre librement posée M_0:

$$M_{tr} + M_{ap} = M_0. \quad (X.1)$$

Si la charge est uniformément répartie, on a

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}.$$

Dans le cas considéré

$$\sigma_{él} F_a^{tr} z_b^{tr} + \sigma_{él} F_a^{ap} z_b^{ap} = \frac{ql^2}{8}.$$

En se donnant différentes valeurs de F_a^{tr} et de F_a^{ap} on obtient différentes valeurs des moments en travée et sur appui.

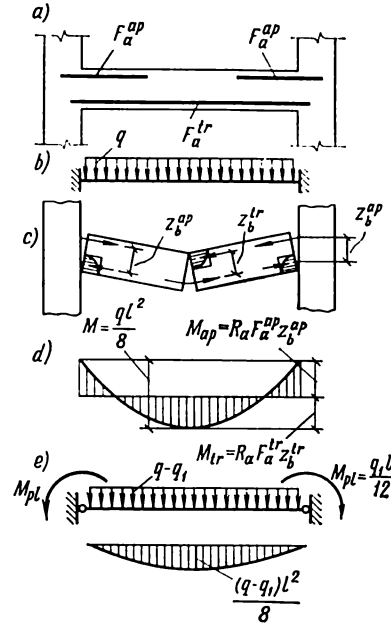


FIG. X.3. Pour le calcul d'une poutre hyperstatique en béton armé à simple travée compte tenu de la redistribution des efforts:

a, plan de ferraillage de la poutre; *b*, schéma des efforts; *c*, mécanisme de formation d'une rotule plastique; *d*, diagramme des moments; *e*, schéma des efforts et diagramme des moments provenant de la charge $q - q_1$ après la formation des rotules plastiques sur les appuis

Admettant que la poutre considérée travaille en phase élastique, on obtient pour les moments sur appui $M_{ap} = ql^2/12$ et pour les moments à mi-portée $M_{tr} = ql^2/24$ ($M_{tr} + M_{ap} = ql^2/8 = M_0$). Si la quantité d'armatures dans les sections sur appuis de la poutre est moins grande que la valeur calculée en fonction du moment sur

appui ci-dessus, on verra se former des rotules plastiques dans les sections sur appuis au cours de la mise en charge pour une charge $q_1 < q$, si bien que la charge complémentaire $(q - q_1)$ ne fera croître que les moments en travée. Par exemple, si le ferraillage de la pièce à l'aplomb des appuis a été calculé pour résister à un moment $M_{ap} = ql^2/16$, les armatures en travée doivent être calculées pour résister à un moment

$$M_{tr} = M_0 - M_{ap} = \frac{ql^2}{8} - \frac{ql^2}{16} = \frac{ql^2}{16}.$$

On voit donc que le mode de redistribution des moments est fonction du ferraillage de la pièce et peut être défini dans le projet.

Afin d'éviter une ouverture excessive des fissures dans une section où une rotule plastique risque de se produire, on doit veiller à ce que le moment redistribué M ne s'écarte jamais de plus de 30 % du moment élastique correspondant. L'intensité du ferraillage des sections avec rotules plastiques est limitée par la condition

$$\xi = x/h_0 \leqslant 0{,}35.$$

Planchers à poutres préfabriqués

Ces planchers sont assemblés à partir de poutres et de panneaux préfabriqués. Les poutres peuvent être à simple travée ou à travées multiples, elles peuvent être disposées soit dans le sens long, soit dans

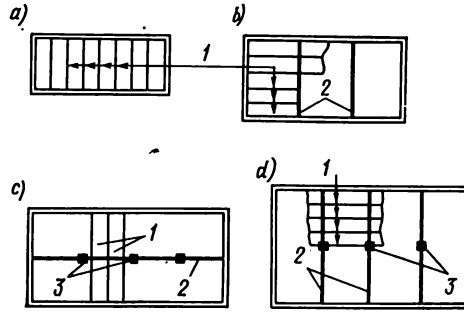


FIG. X.4. Planchers à poutres préfabriqués:
a, sans poutres; *b*, avec des poutres transversales à simple travée; *c*, *d*, avec des poutres longitudinales ou transversales à travées multiples; *1*, panneaux; *2*, poutres; *3*, poteaux

le sens court du bâtiment (fig. X.4). Les portées dans les bâtiments civils sont multiples d'un module agrandi 400 mm; dans les bâtiments industriels le réseau des poteaux est 6 × 6, 6 × 9 et 6 × × 12 m.

Les poutres à travées multiples sont en général continues, grâce à un agencement particulier des aboutements des éléments préfabriqués de la poutre de longueur égale à une travée. On utilise aussi

des poutres à simple travée articulées sur les poteaux. Les poutres ont une section rectangulaire, en T, ou rectangulaire avec des saillies (consoles) latérales servant d'appuis aux panneaux (fig. X.5, *a*). La hauteur de section h d'une poutre préfabriquée varie généralement entre 1/10 et 1/14 de l, où l est la portée ; la largeur de section b de la poutre est comprise entre 0,3 et 0,4 h.

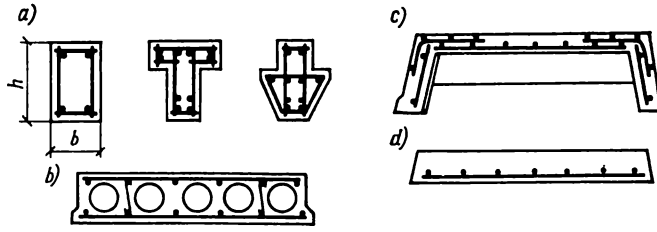


FIG. X.5. Profils de sections des éléments préfabriqués des planchers à poutres

Les panneaux de plancher peuvent être creux, avec ou sans nervures (fig. X.5, *b*, *c*, *d*). Les panneaux creux sont utilisés dans

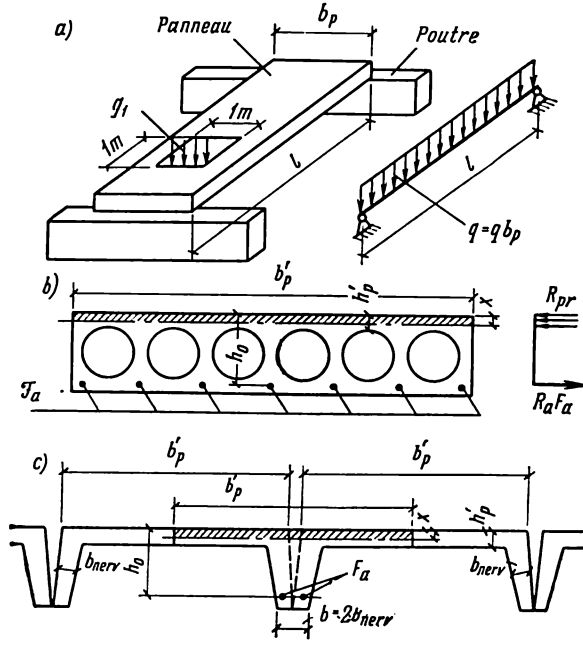


FIG. X.6. Schéma des efforts et section adoptés pour le calcul des panneaux des planchers

les bâtiments civils où les surcharges des planchers sont peu élevées et le plafond doit être lisse. Les panneaux nervurés trouvent leur emploi généralement dans les bâtiments industriels. Les panneaux

sans nervures sont lourds et ne peuvent être employés que pour des portées limitées.

Les panneaux sont fabriqués en béton précontraint (généralement en pré-tension) ou non précontraint. La hauteur d'un panneau en béton non précontraint varie entre 1/15 et 1/20 de l, et celle d'un panneau en béton précontraint entre 1/20 et 1/30 de l, où l est la portée.

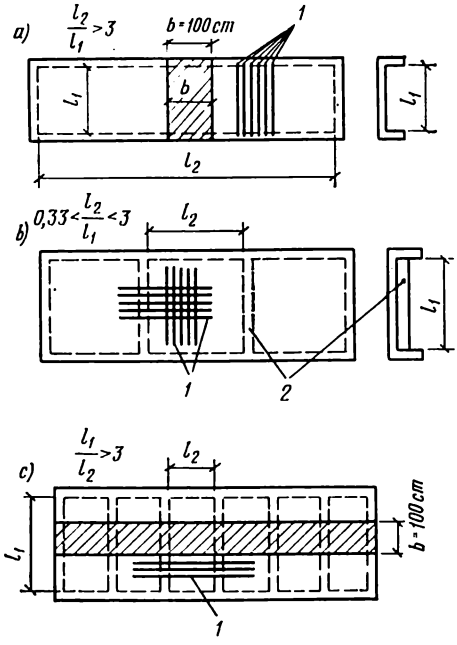


FIG. X.7. Pour le calcul de la résistance de la plaque du panneau à la flexion locale entre les nervures:

1, armatures principales de la plaque; 2, nervures transversales du panneau

Les panneaux prennent appui sur les poutres et les murs. Leur cas de charge est celui d'une poutre à simple travée posée librement sur appuis, soumise à une charge uniformément répartie comprenant le poids propre, le poids du revêtement du plancher et la surcharge (fig. X.6, *a*). La charge q exercée sur 1 m de longueur du panneau est égale à

$$q = q_1 b_p,$$

où q_1 est la charge sur 1 m² et b_p la largeur du panneau.

Le moment fléchissant maximal à mi-portée est $M = 0,125\, ql^2$, l'effort tranchant maximal (près de l'appui) est $Q = 0,5\, ql$.

La section à donner aux armatures longitudinales tendues F_a est choisie de façon à assurer la bonne résistance suivant la section normale, par la méthode décrite dans le § VI.3. Dans le calcul, on prend une section rectangulaire de largeur b'_p, car la hauteur de la zone comprimée x (au stade III de l'état de contrainte) est en général moins grande que l'épaisseur de la plaque supérieure (hourdis) h'_p (fig. X.6, *b*, *c*).

Le calcul de résistance suivant les sections obliques se fait comme il a été décrit dans le § VI.4.

Si $Q \leqslant k_1 R_{tr} b h_0$, où b est la largeur totale des nervures, les armatures transversales sont disposées sans calcul, selon les dispositions constructives. Si $Q > k_1 R_{tr} b h_0$, on doit faire le calcul de résistance des barres transversales des carcasses prévues dans les nervures. Dans un panneau à évidements tubulaires on a généralement $Q < k_1 R_{tr} b h_0$, aussi les carcasses ne sont-elles posées qu'aux extrémités du panneau, sur une longueur égale à 1/4 de l.

Le cas de charge de la plaque du panneau (sa partie limitée par les nervures) est fonction du rapport de ses côtés. Quand les nervures transversales sont inexistantes ou séparées par une distance l_2

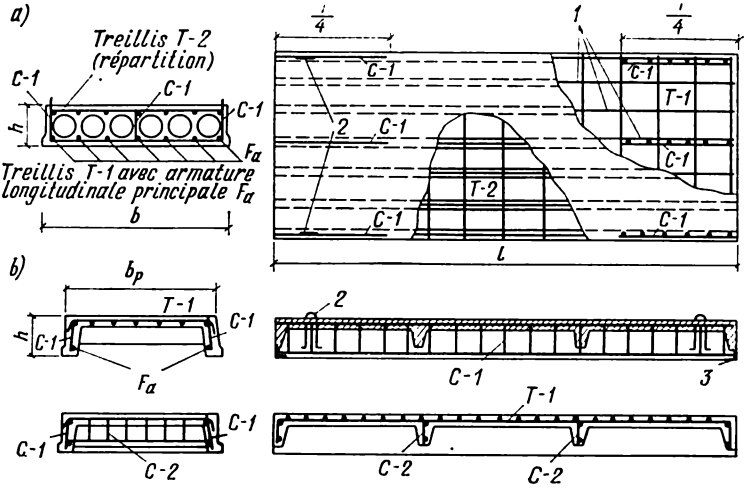


FIG. X.8. Plans de ferraillage d'un panneau creux (*a*) et d'un panneau nervuré (*b*):
1, armature principale F_a du panneau; *2*, boucles de levage; *3*, appareil d'ancrage de F_a (l'armature de précontrainte F_a est réalisée sous forme de barres isolées qui n'appartiennent pas au treillis de la carcasse)

au moins deux fois supérieure à l'écartement l_1 des nervures longitudinales, la plaque se comporte comme un hourdis (fig. X.7, *a*). Compte tenu de la redistribution des efforts, le moment fléchissant

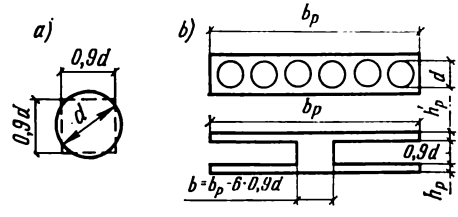


FIG. X.9. Pour le calcul des déformations du panneau:
a, remplacement du trou rond par un trou rectangulaire équivalent; *b*, section du panneau à évidements tubulaires retenue pour le calcul

s'écrit $M = \frac{q_1 l_1^2}{11}$, où q_1 est la charge exercée sur 1 m² de la plaque.

Si $0{,}5 < l_2/l_1 < 2$ (fig. X.7, *b*), la plaque se comporte comme une dalle (elle porte en deux directions). La méthode de calcul des dalles sera exposée un peu plus tard. Si les nervures transversales sont serrées, de sorte que $l_1/l_2 > 2$ (fig. X.7, *c*), la plaque se comporte comme une poutre portant dans le sens l_2. Les nervures trans-

versales sont calculées comme des poutres à simple travée appuyées sur les nervures longitudinales, pour résister à la charge transmise par le panneau (plus exactement par sa plaque supérieure). Dans les calculs, on donne aux nervures transversales une section en T. Le ferraillage des nervures transversales se réduit généralement à une simple n ppe d'armatures.

Les plans de ferraillage des panneaux creux et nervurés sont montrés sur les figures X.8.

L'étape suivante consiste à vérifier l'ouverture des fissures et à déterminer la flèche par les méthodes données dans les § VI.6 et VI.7; ce faisant, on assimile la section d'un panneau nervuré à un simple T et l'on réduit celle d'un panneau creux à un double T ainsi qu'il est montré sur la figure X.9.

Le calcul de la poutre consiste à déterminer la charge exercée et les sections à donner au béton et aux aciers.

La charge reprise par une poutre est limitée par la zone d'influence de largeur k égale à la distance entre deux poutres voisines. Soient g_1 la charge de calcul sur un m^2 du plancher provenant du poids des panneaux et du revêtement et g_{pp} la charge due au poids propre de la poutre; la charge permanente de calcul exercée sur 1 m de longueur de la poutre sera $g = g_1 k + g_{pp}$. La surcharge exercée sur 1 m de longueur sera donc $p = p_1 k$ (où p_1 est la surcharge de calcul sur 1 m^2 du plancher).

La charge totale est $q = g + p$.

Dans une poutre à simple portée $M_{max} = 0{,}125\ ql^2$ et $Q_{max} = 0{,}5\ ql$.

Dans une poutre continue les moments et les efforts tranchants sont calculés en tenant compte de la redistribution des efforts; les moments élastiques d'appuis sont diminués jusqu'à 30 % tout en augmentant les moments en travée en conséquence conformément à la condition (X.1). Grâce à la diminution des moments sur appuis, on peut simplifier la construction de l'appui de la poutre sur le poteau.

Le calcul du travail en phase élastique d'une poutre continue, compte tenu de l'influence défavorable de la surcharge [1]), est effectué par les méthodes classiques de la Mécanique des structures. Pour les poutres à travées égales, le calcul est facilité par des tables spéciales (voir Annexe XVII). Par exemple, quand la poutre subit une charge uniformément répartie, on a

$$M = (\alpha g + \beta p) l^2,$$

où α et β sont des coefficients qu'on trouve dans les tables.

---

[1]) On considère que la charge permanente g est appliquée dans toutes les travées en même temps. Pour déterminer le moment maximal en travée, on admet que la surcharge p est appliquée dans la travée donnée, puis dans une travée sur deux; pour calculer le moment maximal sur appui, on admet que la surcharge est appliquée dans deux travées adjacentes à l'appui en question, puis dans une travée sur deux.

Si la surcharge est très faible devant la charge permanente, on peut chercher les moments en phase élastique en faisant agir la charge totale $q = g + p$ dans toutes les travées en même temps :

$$M = \alpha q l^2.$$

Après avoir redistribué les moments, on cherche les efforts tranchants en assimilant chaque travée à une poutre posée sur deux appuis et supportant, en plus de sa charge propre, les moments sur appuis retenus.

Au fur et à mesure que l'on s'éloigne de l'axe de l'appui, les moments négatifs dans la poutre diminuent (fig. X.10). Pour dimensionner la section, on retient le moment sur le nu du poteau :

$$M^{\text{n}} = M_{\text{ap}} - Qb_{\text{pot}}/2.$$

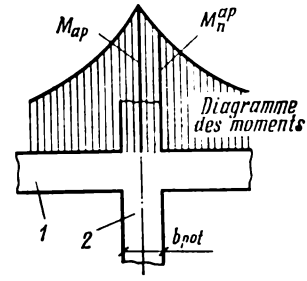


FIG. X.10. Moment de calcul sur appui de la poutre : *1*, poutre ; *2*, poteau

Puisque ce calcul prévoit la possibilité de formation d'une rotule plastique sur l'appui, on doit préciser la géométrie de la section de la poutre de façon à avoir dans la section sur appui (sur le premier appui intermédiaire)

$$\xi = x/h_0 \leqslant 0{,}35.$$

Connaissant les moments fléchissants, on détermine la section à donner aux armatures longitudinales principales en travée et sur appuis de façon à assurer la résistance suffisante suivant les sections normales. Les armatures transversales (barres transversales des carcasses) sont calculées pour résister à l'effort tranchant dans les sections obliques.

L'aboutement des éléments de la poutre assemblés sur l'appui doit être organisé de telle façon que la poutre puisse être considérée comme continue. La solution montrée sur la figure X.11, *a* prévoit la fixation des armatures supérieures tendues de la poutre par soudure (pendant la fabrication) sur des pièces scellées en acier. Les barres de raccordement posées sur chantier sont passées à travers les trous du poteau et soudées sur les pièces scellées de la poutre. Ce sont les pièces scellées qui transmettent les efforts de compression de la poutre sur la console du poteau. Le soudage terminé, le joint est rempli de béton.

La figure X.11, *b* représente une autre solution. Les aciers en attente de la poutre sont reliés à ceux du poteau par bain de fusion à l'aide de courtes barres intercalaires, après quoi les jeux sont remplis de béton. Les barres intercalaires permettent de laisser en attente des portions plus courtes des armatures, ce qui prévient leur détérioration possible lors du transport et du montage des éléments préfabriqués. Un autre avantage des barres intercalaires est de rattraper le défaut de coaxialité éventuel des aciers en attente de la poutre et

du poteau. Dans la poutre de toiture, les barres de raccordement sont assemblées avec les aciers en attente des poutres par bain de fusion et soudées sur une pièce scellée prévue dans la tête du poteau (voir fig. XII.7).

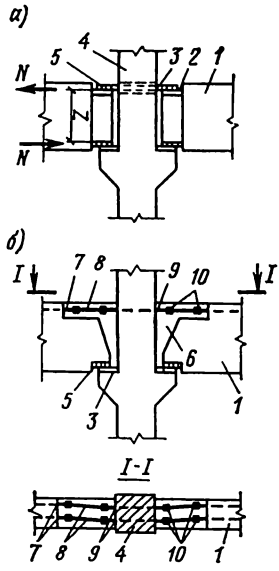


FIG. X.11. Aboutements des parties de la poutre continue sur le poteau: *1*, poutre; *2*, pièces scellées en acier; *3*, barres de raccordement; *4*, poteau; *5*, soudure sur chantier; *6*, béton coulé sur chantier; *7*, aciers en attente de la poutre; *8*, barres intercalaires; *9*, aciers en attente du poteau; *10*, soudage des aciers par bain de fusion

L'effort de traction dans les barres de raccordement est

$$N = M^{\text{n}}/z,$$

où z est le bras de levier du couple de forces intérieur (voir fig. X.11, *a*). Connaissant cet effort, on détermine la section à donner aux barres de raccordement:

$$F_{\text{a}} = N/R_{\text{a}}.$$

Les cordons de soudure d'attache doivent résister à l'effort N majoré de 30%; cette majoration a pour but de garantir la bonne résistance des cordons de soudure en cas de formation d'une rotule plastique dans la section de la poutre à l'aplomb de l'appui.

Le plan de ferraillage d'une poutre continue est montré sur la figure X.12. En vue de diminuer la dépense d'acier, il y a intérêt à interrompre une partie des armatures longitudinales avant l'appui conformément à la diminution des moments fléchissants. Les points d'interruption des barres sont déterminés d'après le diagramme des matériaux (voir § VI.4).

Planchers à poutres et hourdis coulés en place

Un plancher à hourdis [1]) coulé en place est constitué par une dalle, des solives et des poutres principales (fig. X.13) bétonnées dans un coffrage commun et formant un système intégral.

La dalle transmet la charge aux solives, ces dernières sur les poutres, et les poutres prennent appui sur les poteaux et les murs. L'épaisseur de la dalle des planchers d'étage ne doit pas être inférieure à 6 cm dans les bâtiments civils et à 7 cm dans les bâtiments industriels. L'écartement des solives est généralement choisi entre 1,8 et 2,5 m.

[1]) Le compartiment de la dalle limité par les poutres et les solives présente un rapport de côtés $l_1/l_2 \geqslant 3$ et représente à ce titre un *hourdis*; il travaille à la flexion entre les solives.

celui des poutres, entre 5 et 7 m. La hauteur d'une solive varie entre 1/12 et 1/16 de la portée, et celle d'une poutre, entre 1/10 et 1/12 de la portée; la largeur des solives et des poutres varie de la moitié au tiers de la hauteur.

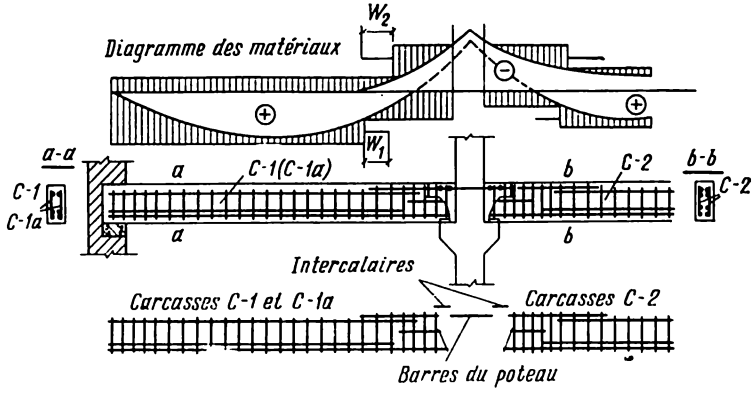


FIG. X.12. Plan de ferraillage d'une poutre continue

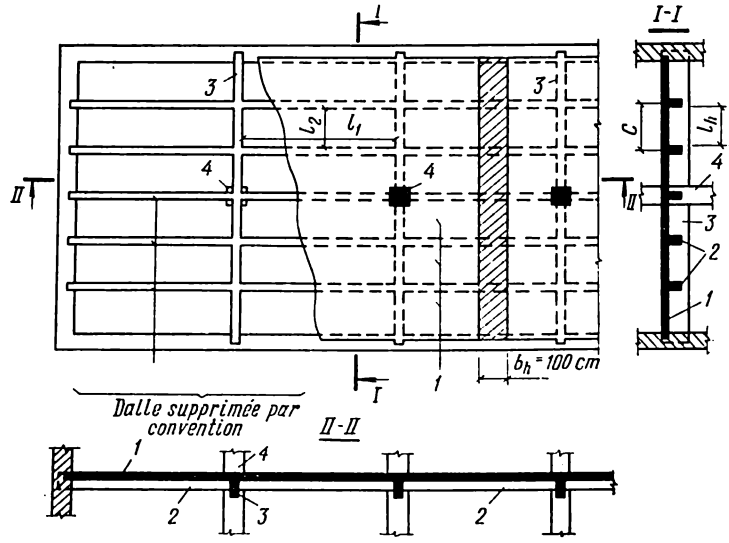


FIG. X.13. Plancher à poutres et hourdis coulés en place:
1, dalle; 2, solives; 3, poutres; 4, poteaux

Au calcul des hourdis, on considère une bande de largeur b = = 100 cm découpée dans la dalle parallèlement à ses côtés courts (fig. X.13). La charge exercée sur le hourdis se compose de son poids propre et du poids du revêtement du plancher g et de la surcharge p.

La charge totale est donc $q = g + p$. Les moments fléchissants (fig. X.14, *a*, *b*) sont cherchés en tenant compte de la redistribution des efforts: on a dans toutes les travées intermédiaires et sur les appuis intermédiaires

$$M = ql^2/16$$

et dans les travées de rive et sur le premier appui intermédiaire

$$M = ql^2/11.$$

Dans le calcul, on donne au hourdis une section rectangulaire de largeur $b = 100$ cm.

La dalle est ferraillée avec des treillis en rouleaux (fig. X.14, *c*); en travée le treillis est disposé près de la face inférieure de la dalle

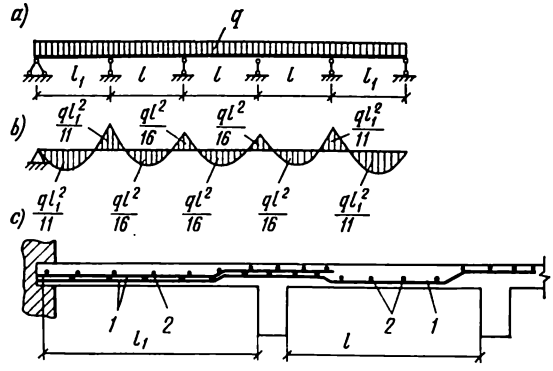


FIG. X.14. Dalle du plancher à hourdis nervurés coulé en place:
a, schéma des efforts; *b*, diagramme des moments; *c*, plan de ferraillage; *1*, armatures principales; *2*, armatures de répartition

et au droit d'un appui il est relevé près de la face supérieure, conformément au changement du signe des moments fléchissants.

Dans les compartiments de la dalle bordés de poutres et de solives suivant le pourtour, la section des armatures est diminuée de 20 % grâce à l'effet favorable des poussées qui se manifestent pendant la redistribution des efforts.

La vérification de la résistance de la dalle aux efforts tranchants dans les sections obliques est superflue, car la condition (VI.35) est garantie.

Les solives sont soumises à une charge uniformément répartie ramassée dans une bande de la dalle de largeur égale à l'entraxe des solives c; à cette charge vient s'ajouter le poids propre g_1. La charge exercée sur 1 m de longueur d'une solive s'écrit

$$g_s = (g + p)\, c + g_1,$$

où $(g + p)$ est la somme des valeurs de calcul de la charge permanente et de la surcharge appliquées sur 1 m² de la dalle.

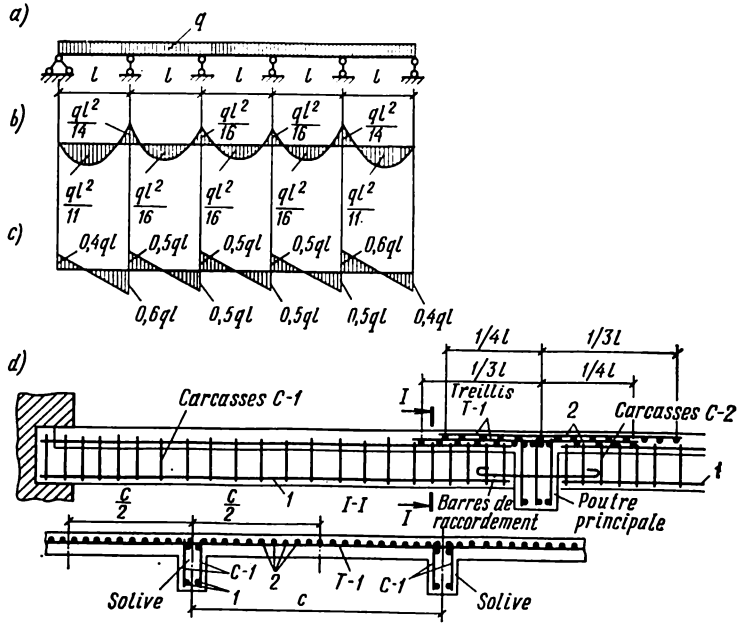


FIG. X.15. Solive à travées multiples d'un plancher à hourdis:
a, schéma des efforts; *b*, diagramme des moments; *c*, diagramme des efforts tranchants; *d*, plan de ferraillage de la solive; *1*, armatures principales en travée; *2*, idem, sur appui

Le cas de charge des solives à travées multiples est analogue à celui de la dalle. Les moments fléchissants et les efforts tranchants sont cherchés en tenant compte de la redistribution des efforts, d'après les formules citées sur la figure X.15.

La hauteur utile de la section de la solive est choisie de façon à avoir $\xi \leqslant 0{,}35$ sur le premier appui intermédiaire à partir du bord, là où la redistribution des efforts risque de se traduire par la formation d'une rotule plastique.

La section à donner aux armatures principales tendues en travée est déterminée comme pour une section en T à largeur de hourdis $b'_h = c$, car le hourdis (plaque) est situé dans la zone comprimée; sur appui, la section des armatures est calculée comme pour une section rectangulaire de largeur égale à celle de la nervure b, car le hourdis est situé dans la zone tendue.

En travée, le ferraillage est réalisé sous forme de carcasses soudées dont les barres longitudinales sont calculées pour résister au moment en travée et les barres transversales, pour résister à l'effort tranchant correspondant dans les sections obliques (la largeur de section étant égale à la largeur de la nervure b). Sur appui, on pose deux treillis en rouleaux décalés à barres principales transversales au-dessus de la poutre principale. La section totale des barres transversales de ces

treillis sur la longueur c est égale à la section des armatures de la poutre au droit de l'appui.

Le plan de ferraillage d'une solive est montré sur la figure X.15.

Les poutres principales reportent des charges concentrées aux points d'appui des solives, ainsi que la charge provenant de leur poids propre. On cherche les moments fléchissants et les efforts tranchants compte tenu de la redistribution des efforts, comme pour les poutres des planchers préfabriqués.

Planchers à poutres et dalles coulés en place

Les poutres qui soutiennent les dalles de ces planchers sont disposées en deux directions et appuyées sur des poteaux (fig. X.16, *a*). On adopte généralement un quadrillage de poteaux de 4 × 4 à 6 × 6 m. L'épaisseur de la dalle varie entre 8 et 14 cm. La dalle travaille à la flexion en deux directions. Elle est armée avec des treillis soudés. En travée, les treillis sont placés près de la face inférieure, et au droit des appuis (à l'aplomb des poutres), relevés vers la face supérieure de la dalle.

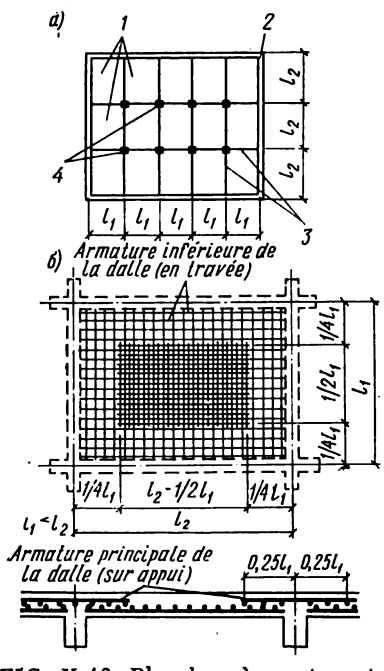


FIG. X.16. Plancher à poutres et dalles coulé en place:
a, schéma du plancher; *b*, plan de ferraillage de la dalle; *1*, dalles; *2*, mur; *3*, poutres; *4*, poteaux

Puisque les moments en travée décroissent du milieu de la portée vers les appuis, l'armature inférieure de la dalle est constituée par deux treillis comportant des barres principales placées dans les deux sens, la section des barres porteuses étant la même dans les deux treillis. Un treillis est interrompu à 1/4 de l_1 avant les appuis intermédiaires et à 1/8 de l_1 avant les appuis libres de rive (l_1 étant le petit côté de la dalle). Les treillis supérieurs de la dalle possèdent des barres principales (portantes) placées dans un sens unique; ils sont disposés de telle façon que les barres principales, orientées en travers des poutres, soient prolongées à l'intérieur de la travée d'une longueur égale à 1/4 de l_1 (fig. X.16, *b*).

Sous l'action de la charge extérieure on voit apparaître sur la face inférieure de la dalle des fissures dirigées suivant les bissectrices des angles (fig. X.17, *a*), et sur la face supérieure, le long des poutres

(fig. X.17, *b*). La charge devenant encore plus grande, on voit la dalle se casser suivant ces fissures. A l'état-limite, la dalle peut être considérée comme un système articulé dont les éléments sont assemblés entre eux par des rotules plastiques suivant la ligne de rupture (fig. X.17, *c*). Le moment de calcul dans la rotule plastique rapporté à l'unité de sa longueur (1 mètre) dépend de la section des armatures principales F_a sur 1 m de longueur de la dalle et se laisse définir par la formule

$$M = R_a F_a z_b.$$

Si dans le cas général les sections des armatures sur tous les appuis et en travée dans les deux sens sont différentes, les moments de calcul seront différents eux aussi. Désignons les moments de calcul en travée par M_1 et M_2, et les moments de calcul sur appui, par M_I, M'_I, M_{II}, M'_{II} (fig. X.17, *c*).

Le calcul de la dalle se fait par la méthode de l'état d'équilibre limite, en partant du fait que la charge appliquée a pour effet de déplacer le système articulé (la dalle) avec ses rotules plastiques. La charge extérieure q, tout en se déplaçant avec la dalle, effectue un travail W_q égal au travail des forces intérieures W_M, c'est-à-dire au travail des moments fléchissants correspondant aux angles de rotation φ.

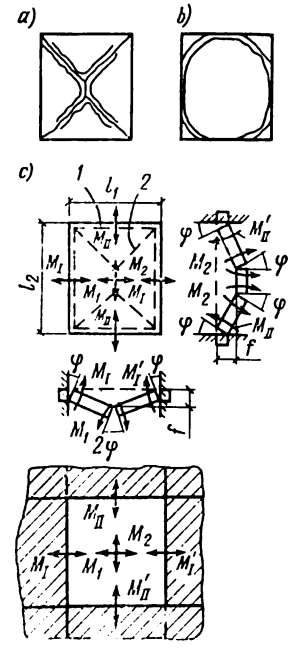


FIG. X.17. Pour le calcul d'une dalle (aux quatre côtés encastrés) :

1, rotule plastique sur l'appui (ouvrant vers le haut); *2*, idem, en travée (ouvrant vers le bas)

Comme la moitié des barres des treillis inférieurs de la dalle sont interrompues à 1/4 de l_1 avant les appuis (voir fig. X.16, *b*), la formule de calcul se présente comme suit :

$$\frac{ql_1^2(3l_2-l_1)}{12} = (2M_1 + M_I + M'_I)\, l_2 + \\ + \left(\frac{3}{2} M_2 - \frac{1}{2} M_1 + M_{II} + M'_{II}\right) l_1. \qquad (X.2)$$

Si une moitié des barres des treillis inférieurs sont interrompues à 1/8 de l_1 avant les appuis, on a

$$\frac{ql_1^2(3l_2-l_1)}{12} = (2M_1 + M_I + M'_I)\, l_2 + \left(\frac{7}{4} M_2 - \frac{1}{4} M_1 + M_{II} + M'_{II}\right) l_1. \qquad (X.3)$$

Les formules ci-dessus contiennent six moments inconnus. En se donnant à priori leur rapport, on obtient un seul moment inconnu qui

permet de dégager les cinq autres en faisant intervenir les rapports retenus.

Le calcul est grandement facilité dans le cas où $l_1 = l_2 = l$; on admet en plus que tous les moments agissant dans les panneaux intermédiaires sont égaux. La formule (X.2) donne alors

$$ql^2/6 = 7M,$$

d'où

$$M = ql^2/42 = M_{\text{travée}} = M_{\text{appui}}.$$

Dans une dalle librement appuyée tous les moments sur appuis sont nuls. Si $l_1 = l_2 = l$ et tous les moments en travée sont égaux,

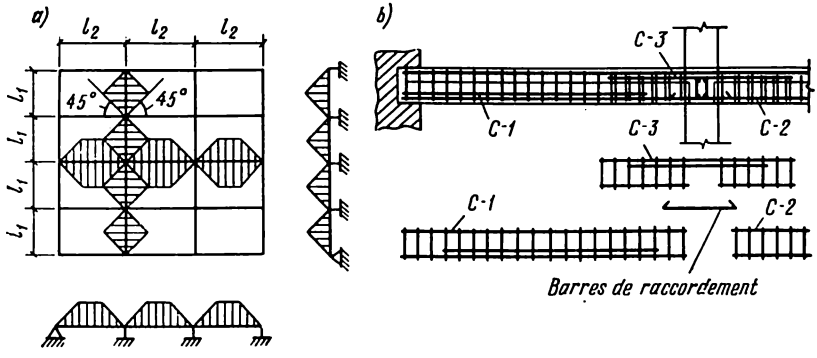


FIG. X.18. Pour le calcul des poutres du plancher à dalles:
a, schéma des efforts; *b*, plan de ferraillage

on a $M_1 = M_2 = M_{\text{travée}}$. Puisque la moitié des barres du treillis inférieur sont interrompues à 1/8 de l_1 avant l'appui, on a d'après (X.3)

$$M_{\text{travée}} = ql^2/21.$$

La section à donner aux armatures tendues F_a est calculée de la même façon que pour une section rectangulaire ordinaire de largeur $b = 100$ cm; les treillis sont dessinés en conséquence. Grâce aux poussées qui se manifestent dans les dalles bordées de nervures, la section à donner aux armatures peut être diminuée de 20 %.

Les poutres de planchers à dalles sont calculées pour résister à une charge triangulaire ou trapézoïdale ramassée dans une zone d'influence limitée par les bissectrices des angles de la dalle (fig. X.18, *a*). Si l'écartement des poteaux est le même dans les deux directions, les poutres posées dans les deux sens subissent une charge triangulaire.

Compte tenu de la redistribution des efforts, on admet que le moment dans la travée de rive et au-dessus du premier appui à partir du bord est $M_1 = 0{,}7\ M_0$ et les moments dans toutes les travées inter-

médiaires et au-dessus de tous les appuis intermédiaires sont $M_2 = 0{,}5\ M_0$, où M_0 est le moment dans la poutre déterminé par la charge triangulaire ou trapézoïdale respectivement.

On rencontre les dalles (plaques appuyées suivant leur contour) dans la composition des panneaux nervurés des planchers à poutres préfabriqués s'ils comportent des nervures transversales (fig. X.7, *b*), ainsi que dans les panneaux préfabriqués carrés bordés de nervures (fig. XII. 4 et XII.5). Les plaques de ces panneaux sont calculées par la méthode que nous venons d'exposer, tandis que leurs nervures sont assimilées à des poutres à simple travée soumises à une charge triangulaire.

Planchers-champignons

Plancher-champignon coulé en place. Ce type de plancher sans poutres est montré sur la figure X.19, *a*. Il repose généralement sur des po-

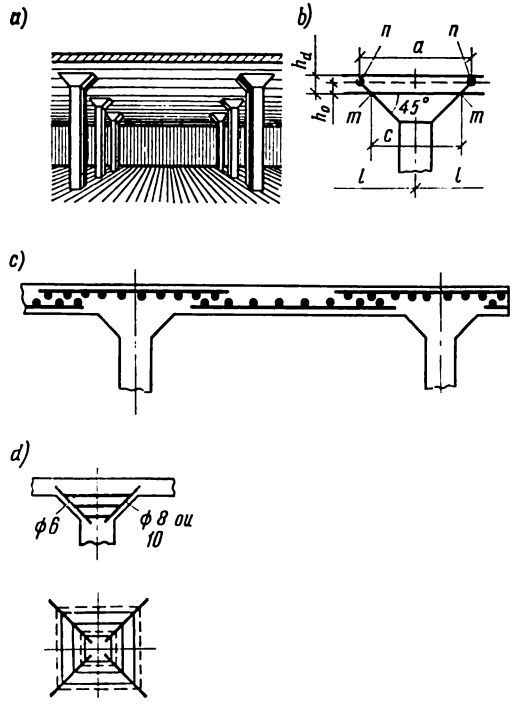


FIG. X.19. Plancher-champignon :
a, vue d'ensemble ; *b*, cotes du chapiteau ; *c*, plan de ferraillage de la dalle ; *d*, plan de ferraillage du chapiteau

teaux disposés suivant un quadrillage de 6 ×6 m. La dalle a une épaisseur de 18 à 22 cm. Grâce à la suppression des nervures saillantes le plancher a une faible hauteur constructive et facilite l'aération

du local couvert. Ce facteur détermine l'implantation massive des planchers-champignons dans les réservoirs souterrains (fig. XI.1, XI.25), dans les bâtiments des entrepôts frigorifiques, magasins, garages.

Les poteaux présentent des chapiteaux aux faces inclinées sous 45°. Leurs côtés au niveau de la tranche inférieure de la dalle ont une longueur c qui varie entre 0,2 et 0,3 de l, et au niveau de la nappe d'armatures supérieure de la dalle, une longueur $a = c + 2h_0$ (fig. X.19, *b*). Les chapiteaux sont dimensionnés de façon à vérifier la condition de résistance au poinçonnement de la dalle suivant les faces de la pyramide désignée par $mm'nn'$ sur la figure X.19, *b*.

On considère que la résistance au poinçonnement est suffisante si

$$P \leqslant R_{tr} b_{moy} h_0,$$

où P est la charge totale exercée sur le panneau de plancher diminuée de la partie située sur la base supérieure de la pyramide:

$$P = q\,(l^2 - a^2);$$

b_{moy} est le périmètre moyen des bases de la pyramide de poinçonnement:

$$b_{moy} = \frac{4a + 4c}{2} = 2\,(a + c).$$

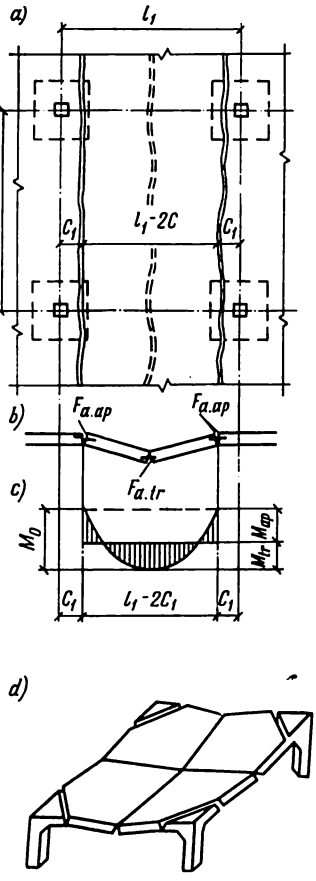


FIG. X.20. Pour le calcul de la dalle d'un plancher-champignon par la méthode de l'état-limite d'équilibre:

a, *b*, schéma de rupture de la dalle chargée par bandes; *c*, diagramme des moments; *d*, schéma de rupture de la dalle chargée suivant toute la surface

La dalle du plancher sans poutres est calculée par la méthode de l'état-limite d'équilibre, compte tenu de son schéma de rupture. La charge étant appliquée par bandes, il se forme dans les panneaux intermédiaires deux fissures longitudinales sur la face supérieure (espacées de $c_1 \approx 0{,}1\,l$) et une fissure sur la face inférieure à mi-portée (fig. X.20, *a*). A l'état-limite, on voit se former, le long des fissures, des rotules plastiques linéaires entre deux éléments de la dalle (fig. X.20, *b*). Les moments fléchissants développés dans les rotules

plastiques sont

$$M_{ap} = R_a F_a^{ap} z_b^{ap}; \quad M_{tr} = R_a F_a^{tr} z_b^{tr}.$$

La somme des moments sur appui et en travée (fig. X.20, *c*) est égale au moment dans la poutre M_0:

$$M_{ap} + M_{tr} = M_0. \qquad (X.4)$$

Si la charge de calcul est q, la largeur de la bande l_2 et la portée théorique $l_1 - 2c_1$, on a

$$M_0 = \frac{ql_2 (l_1 - 2c_1)^2}{8}.$$

Portons dans (X.4) les valeurs de M_{tr}, M_{ap} et M_0. La formule se présente alors comme suit:

$$\frac{ql_2 (l_1 - 2c_1)^2}{8} \leqslant R_a (F_a^{ap} z_b^{ap} + F_a^{tr} z_b^{tr}). \qquad (X.5)$$

En se donnant le rapport des sections $F_a^{ap}/F_a^{tr} = 0{,}5$ à $0{,}67$, on ne laisse dans (X.5) qu'une seule inconnue.

Le procédé de calcul à la rupture de la bande exposé ci-dessus est fondamental et s'impose dans tous les cas. On est parfois amené en

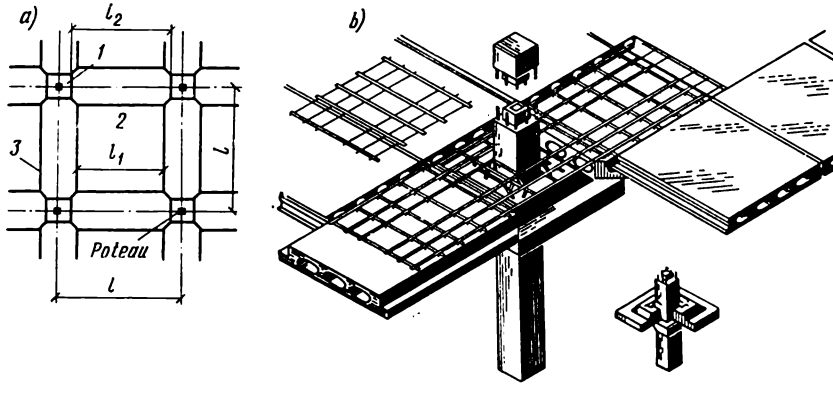


FIG. X.21. Planchers-champignons préfabriqué (*a*) et partiellement préfabriqué (*b*):
1, chapiteau; *2*, panneau de travée; *3*, panneau d'appui

outre à vérifier la résistance de la dalle selon un schéma qui prévoit l'application de la charge dans deux panneaux voisins en même temps. La configuration des rotules plastiques linéaires correspondant à ce cas est illustrée sur la figure X.20, *d*.

Plancher-champignon préfabriqué. Il comprend trois types d'éléments préfabriqués (fig. X.21, *a*):

— chapiteaux prenant appui sur la saillie (console) du poteau;

— panneaux d'appui posés sur les chapiteaux dans deux directions perpendiculaires ;

— panneaux de travée appuyés suivant leur contour sur les panneaux d'appui.

Le chapiteau a la forme d'une pyramide tronquée ou d'un parallélépipède droit. Les panneaux d'appui et de travée peuvent être nervurés, creux ou plats.

Les jonctions des éléments préfabriqués sont réalisés par soudage sur les pièces scellées en acier, suivi de la coulée du béton dans les jeux.

Admettant que les éléments sont partiellement encastrés dans les joints, on prend le moment pour un panneau de travée de portée l_1 égal à $M = ql_1^2/27$ et le moment en travée pour un panneau d'appui de portée l_2 égal à $M_{tr} = q_{éq}l_2^2/12$; les moments d'appui sont pris égaux à $M_{ap} = q_{éq}l_2^2/24$, où $q_{éq}$ est la charge équivalente uniformément répartie.

Le chapiteau est calculé comme une console qui subit la réaction du panneau d'appui et une charge répartie dans les limites du chapiteau.

Plancher-champignon partiellement préfabriqué. Ce type de plancher (fig. X.21, *b*) est réalisé en posant une nappe d'armatures supplémentaire par-dessus les chapiteaux et les panneaux d'appui et de travée préfabriqués et en coulant une couche de béton. L'intérêt de ces planchers consiste dans le fait qu'ils se comportent comme des planchers coulés en place mais ne nécessitent pas d'échafaud ni de coffrage sur le chantier.

§ X.3. FONDATIONS DE POTEAUX EN BÉTON ARMÉ

La fondation a pour but de transmettre la pression du poteau sur le sol de telle façon que la pression exercée sur le sol soit suffisamment petite pour éviter l'affaissement inadmissible du sol.

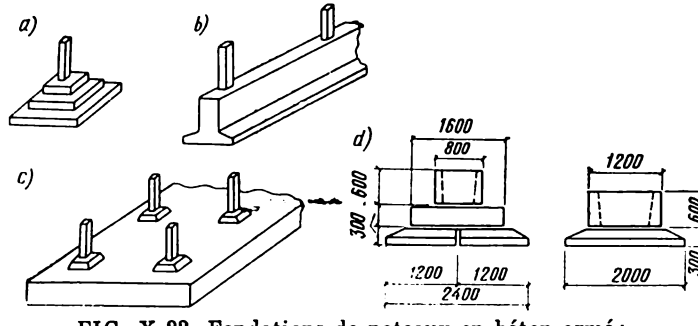


FIG. X.22. Fondations de poteaux en béton armé :
a, semelle à gradins ; *b*, semelle filante ; *c*, fondation-dalle ; *d*, dimensions

Les poteaux en béton armé reposent généralement sur des fondations isolées sous forme de semelles à gradins (fig. X.22, *a*) ; si le sol

est meuble et les charges élevées, on prévoit des semelles filantes (fig. X.22, *b*) ou des fondations-dalles (fig. X.22, *c*). La fondation peut être préfabriquée en un bloc ou composée de plusieurs éléments préfabriqués (fig. X.22, *d*); elle peut aussi être coulée en place. L'exécution d'une fondation coulée en place ne présente généralement aucune difficulté, aussi ce type de fondation est-il largement répandu surtout quand les dimensions sont importantes.

La semelle destinée à recevoir un poteau préfabriqué possède un logement dont la profondeur ne doit jamais être inférieure au côté de

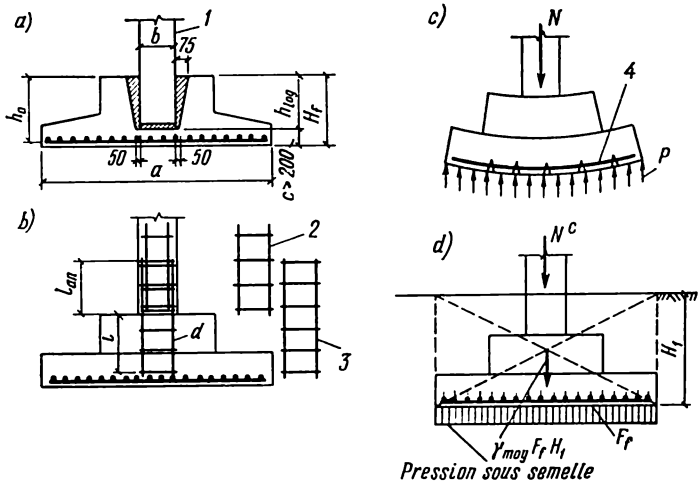


FIG. X.23. Semelles à gradins:

a, semelle d'un poteau préfabriqué; *b*, semelle d'un poteau coulé en place; *c*, flexion de la semelle sous la charge; *d*, pour le calcul de la surface à donner à la fondation; *1*, poteau; *2*, armature du poteau; *3*, aciers en attente de la fondation; *4*, armatures principales de la fondation

la section du poteau (plein) ni à la longueur d'ancrage de l'armature du poteau. La section du logement est majorée de 100 mm en bas et de 150 mm en haut par rapport aux dimensions de la section du poteau (fig. X.23, *a*). Une fois le poteau installé et placé d'aplomb, les jeux du logement sont remplis de béton. Si la semelle est destinée à recevoir un poteau coulé dans l'œuvre, elle possède des aciers en attente sur lesquels viennent se souder les armatures du poteau (fig. X.23, *b*).

L'armature principale d'une semelle à gradins est réalisée sous forme d'un treillis dont les barres portantes sont disposées en deux directions. Le treillis est posé en bas sur une couche d'enrobage épaisse de 3,5 cm (si l'on a prévu une sous-couche de sable et gravier) ou de 7 cm (en l'absence de la sous-couche). Cette armature reprend les tractions engendrées dans la partie basse de la fondation pendant son travail à la flexion dû à la réaction du sol (fig. X.23, *c*).

Une fondation est dite *centrée* si elle ne subit qu'une force de compression longitudinale. Soumise à une force longitudinale, à un moment fléchissant et à un effort tranchant à la fois, la fondation est dite *excentrée*.

Les semelles à gradins étant très rigides, on admet que la pression sous la semelle (et aussi la poussée réactive du sol) est répartie de façon linéaire. La base inférieure de la semelle est dimensionnée de façon à limiter l'affaissement du sol conformément aux Normes prévues pour la catégorie de l'ouvrage en question. Pour toute une série de bâtiments industriels et civils reposant sur un sol peu compressible [1]), on peut se passer de calculer l'affaissement, à condition que la pression sous la semelle soit non supérieure à la pression de calcul sur le sol R_s déterminée à la suite des travaux de prospection géologique effectués sur le terrain de construction.

Pour certains types de sols on trouve en Annexe XVIII les pressions de calcul R_0 qui, pour des fondations de largeur $b_1 = 1$ m et de profondeur $h_1 = 2$ m, peuvent être retenues comme R_s. Si $h < 2$ m et $b \neq 1$ m, on a

$$R_s = R_0 \left[1 + k_1 \left(\frac{b - b_1}{b_1} \right) \right] \left(\frac{h + h_1}{2h_1} \right) ;$$

pour $h > 2$ m et $b \neq 1$ m on a

$$R_s = R_0 \left[1 + k_1 \left(\frac{b - b_1}{b_1} \right) \right] + k_2 \gamma_{II} (h - h_1),$$

où $k_1 = 0{,}125$ pour les terrains détritiques à gros morceaux et les sols de sables (sauf les sables pulvérulents); $k_1 = 0{,}05$ pour les sols argileux et les sables pulvérulents; $k_2 = 0{,}25$ pour les terrains détritiques à gros morceaux et les sols de sables; $k_2 = 0{,}2$ pour les sables argileux et les limons sableux; $k_2 = 0{,}15$ pour les argiles; γ_{II} est le poids volumique du sol situé plus haut que la tranche inférieure de la semelle, tf/m³.

Puisque la valeur retenue de R_s a pour but de limiter l'affaissement du sol (état-limite d'utilisation), les charges intervenant dans le calcul de la pression sous la fondation sont prises en valeur caractéristique, c'est-à-dire affectées d'un coefficient de surcharge $n = 1$.

Calcul des fondations centrées. La pression sous la fondation est engendrée par la force N^c transmise par le poteau et le poids propre de la fondation et du sol sur les tranches de cette dernière (fig. X.23, *d*).

Admettons que la masse volumique moyenne du matériau de la fondation et du sol aux tranches de celle-ci soit $\gamma_{moy} = 2$ t/m³; pour la section de la fondation F_f et la profondeur H_1, le poids total de la fondation et du sol sera égal à $\gamma_{moy} F_f H_1$, et la pression produite par ce poids, à

$$\frac{\gamma_{moy} F_f H_1}{F_f} = \gamma_{moy} H_1. \qquad (X.6)$$

[1]) Module de déformation $E \geqslant 300$ à 500 kgf/cm² (30 à 50 MPa).

Diminuant R_s de $\gamma_{moy}H_1$, on obtient la pression de calcul maximale qui peut être développée par la seule force N^c transmise par le poteau. On a donc

$$\frac{N^c}{F_f} \leqslant R_s - \gamma_{moy}H_1 \qquad (X.7)$$

d'où

$$F_f = \frac{N^c}{R_s - \gamma_{moy}H_1}. \qquad (X.8)$$

Les fondations centrées ont généralement la forme d'une semelle carrée de côté

$$a = \sqrt{F_f}. \qquad (X.9)$$

La poussée réactive du sol provoquant une flexion de la fondation n'est engendrée que par la charge communiquée par le poteau, tandis

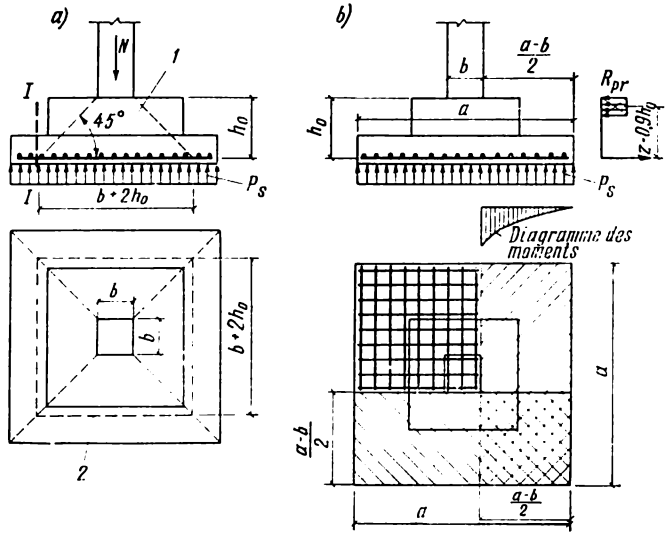


FIG. X.24. Pour le calcul au poinçonnement d'une fondation centrée (*a*) et le calcul du ferraillage de la fondation (*b*):

1, pyramide de poinçonnement; *2*, base inférieure de la pyramide de poinçonnement

que le poids propre de la fondation et la poussée correspondante se font mutuellement équilibre sans entraîner de flexion. La valeur de calcul de la poussée réactive du sol produite par la force longitudinale de calcul N est

$$p_s = N/F_f. \qquad (X.10)$$

La fondation doit avoir une hauteur suffisante pour assurer sa résistance au poinçonnement suivant les faces latérales de la pyramide inclinées sous 45° (voir fig. X.24, *a*). On retient comme force de

poinçonnement P la force N communiquée par le poteau diminuée de la poussée réactive totale du sol exercée sur la base inférieure de la pyramide de poinçonnement. La section du poteau ayant la forme d'un carré de côté b, la surface de la base supérieure de la pyramide est égale à b^2 et celle de sa base inférieure à $(b + 2h_0)^2$, d'où

$$P = N - p_s (b + 2h_0)^2. \quad (X.11)$$

Si la fondation est fabriquée en béton lourd, on considère que sa résistance au poinçonnement est garantie à condition que

$$P \leqslant R_{tr} b_{moy} h_0, \quad (X.12)$$

où R_{tr} est la résistance de calcul du béton à la traction et b_{moy} le périmètre moyen des bases de la pyramide de poinçonnement,

$$b_{moy} = \frac{4b + 4(b + 2h_0)}{2} = 4(b + h_0). \quad (X.13)$$

Portant dans (X.12) la valeur de P tirée de (X.11) et celle de b_{moy} tirée de (X.13), on obtient une formule qui permet de calculer la hauteur à donner à la fondation de façon à éviter le poinçonnement:

$$h_0 = -\frac{b}{2} + \frac{1}{2}\sqrt{\frac{N}{R_{tr} + p_{moy}}}; \quad (X.14)$$

$$H_f = h_0 + a. \quad (X.15)$$

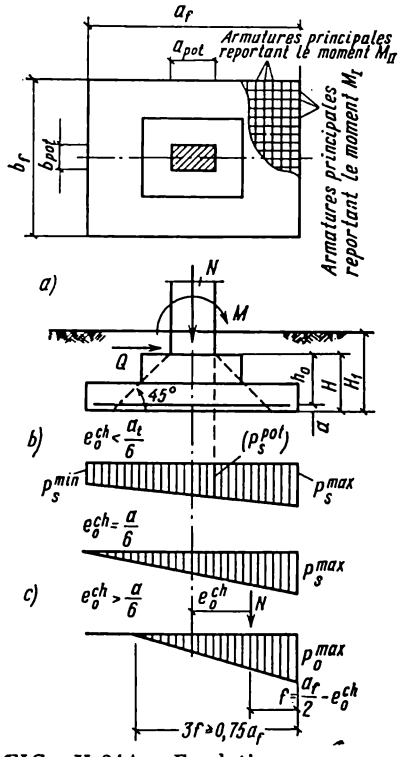


FIG. X.24A. Fondations excentrées en béton armé

Dans certains cas la hauteur à donner à la fondation est déterminée de façon à assurer la profondeur suffisante du logement h_{log}:

$$H_f = h_{log} + 200.$$

La semelle est divisée dans le sens de la hauteur en gradins hauts de 30 à 50 cm. La hauteur du gradin le plus bas sera vérifiée dans la section I-I (fig. X.24, *a*) afin d'assurer la résistance suffisante suivant la section oblique sans barres transversales.

Après avoir choisi les dimensions de la semelle (côtés et hauteur), on cherche la section à donner aux armatures principales en assimilant la partie de la fondation au-delà de la face du poteau à une console de porte-à-faux $(a - b)/2$ et de largeur a soumise à une charge uniformément répartie $p_s a$ (fig. X.24, *b*).

Le moment fléchissant qui agit suivant le nu du poteau est égal à

$$M = \frac{p_s a \left(\frac{a-b}{2}\right)^2}{2} = p_s a \frac{(a-b)^2}{8}. \qquad (X.16)$$

La section à donner aux armatures se laisse déduire de la condition bien connue

$$M = R_a F_a z_b$$

en posant $z_b \approx 0{,}9\ h_0$;

$$F_a = \frac{M}{0{,}9 R_a h_0}. \qquad (X.17)$$

En fonction de F_a, on dimensionne les barres du treillis inférieur (diamètre 10 à 16 mm, écartement 10 à 20 cm).

Calcul des fondations excentrées. Si le moment est relativement faible, la fondation excentrée peut se présenter sous la forme d'une semelle isolée carrée (fig. X.24A); si le moment est grand, on donne à la semelle la forme d'un rectangle dont le côté long est orienté dans le sens du moment. La surface de la semelle est calculée en admettant que la pression est répartie de façon linéaire, la pression maximale aux bords due aux charges caractéristiques n'excédant pas 1,2 R_s.

La surface à donner à la semelle est déterminée à l'aide de la formule (X.8) en introduisant un coefficient de 1,2 à 1,8 afin de tenir compte de l'influence du moment; la hauteur est choisie de la même façon que pour une fondation centrée. Disposant de ces éléments, on dessine la semelle et l'on vérifie la pression exercée sur le sol au moyen des formules qui suivront.

Introduisons quelques notations:

a_p, côte de la section du poteau dans le plan du moment;
a_f, — — de la fondation — —;
b_p, — — du poteau dans le plan perpendiculaire;
b_f, — — de la fondation — —;
H, hauteur de la fondation.

Moment au niveau de la tranche inférieure de la fondation déterminé par les charges caractéristiques:

$$M_s^c = M^c + Q^c H. \qquad (X.18)$$

Force normale au niveau de la tranche inférieure de la fondation déterminée par les charges caractéristiques:

$$N_s^c = N^c + F_f \gamma_{moy} H_1, \qquad (X.19)$$

où H_1 est la profondeur de la fondation.

Excentricité

$$e_0^c = \frac{M_s^c}{N_s^c}. \qquad (X.20)$$

Si $e_0^c \leqslant \frac{a_f}{6}$ (la force normale agissant dans les limites du noyau central), toutes les pressions présentes sur le diagramme des pressions sous la fondation sont de même signe (fig. X.24A, *b*). La pression aux bords p^c est cherchée par la formule

$$p^c = \frac{N_s^c}{a_f b_f}\left(1 \pm \frac{6e_0^c}{a_f}\right). \qquad (X.21)$$

Le signe « + » dans (X.21) correspond à p_{max}^c et le signe « — » à p_{min}^c. Comme on l'a signalé plus haut, il doit y avoir

$$p_{max}^c \leqslant 1{,}2\ R_s,$$

sinon il y a lieu de changer les cotes d'implantation de la semelle et de faire un nouveau calcul.

Si $e_0^c > \frac{a_f}{6}$, l'effort normal se situe en dehors du noyau central; la pression est distribuée alors sur une partie de la surface de la semelle, le reste de celle-ci se trouvant décollé du sol (fig. X.24A, *c*). On détermine la pression aux bords p_{max}^c en admettant que le centre de gravité du diagramme des pressions triangulaire se confond avec la direction de la force excentrée N_s^c.

La distance entre la force N_s^c et le bord de la semelle $f = \frac{a_f}{2} - e_0^c$. Ce point doit se confondre avec le centre de gravité du diagramme des pressions, aussi sa longueur sera-t-elle égale à $3f$. Il est conseillé de faire en sorte que $3f \geqslant 0{,}75\ a_f$.

La résultante du diagramme des pressions triangulaire, égale à $\frac{p_{max}^c\ 3f\ b_f}{2}$, doit faire équilibre à N_s^c, si bien que

$$p_{max}^c = \frac{2N_s^c}{3b_f f} \leqslant 1{,}2R_s^c. \qquad (X.22)$$

Si le poteau subit des charges provenant d'un pont roulant, les fondations présentant un diagramme triangulaire sont à proscrire.

Pour diminuer l'excentricité, il est parfois rationnel de décaler la fondation d'une longueur *c* par rapport à l'axe du poteau. Pour $c = e_0^c$ on retrouve une fondation centrée. On fait généralement $c = e_0^c/2$.

Pour déterminer la section à donner aux armatures d'une fondation excentrée, on cherche la poussée du sol provenant des charges de calcul *M*, *N*, *Q* transmises par le poteau (sans tenir compte du poids de la fondation et du sol à ses tranches). Le moment de calcul au

niveau de la tranche inférieure de la fondation est $M_s = M + QH$, et l'excentricité $e_0 = \frac{M_s}{N}$.

Si $e_0 \leqslant \frac{a_f}{6}$, on a

$$p_s = \frac{N}{a_f b_f}\left(1 \pm \frac{6e_0}{a_f}\right); \qquad (X.23)$$

si $e_0 > \frac{a_f}{6}$, on a

$$p_s = \frac{2N}{3b_f f}. \qquad (X.24)$$

D'après le diagramme de p_s on cherche la valeur de la poussée sur le nu du poteau p_s^{pot}, puis sa valeur moyenne:

$$p_s^{moy} = \frac{p_s^{max} + p_s^{pot}}{2}. \qquad (X.25)$$

Le moment fléchissant qui agit suivant le nu du poteau dans le plan du moment est calculé comme pour une fondation centrée:

$$M_I = \frac{p_s^{moy} b_f (a_f - a_p)^2}{8}. \qquad (X.26)$$

Le moment fléchissant qui agit dans le plan perpendiculaire M_{II} est déterminé en fonction de la poussée du sol p_s^0 calculée sans tenir compte du moment fléchissant:

$$p_s^0 = \frac{N}{a_f b_f}; \qquad (X.27)$$

$$M_{II} = \frac{p_s^0 a_f (b_f - b_p)^2}{8}. \qquad (X.28)$$

Les moments étant connus, on calcule la section à donner aux armatures dans chaque direction à l'aide de la formule (X.17).

§ X.4. BÂTIMENTS INDUSTRIELS SANS ÉTAGES COMPOSÉS DE STRUCTURES PRÉFABRIQUÉES EN BÉTON ARMÉ

Parmi les structures préfabriquées en béton armé utilisées dans les bâtiments industriels à ossature sans étages (fig. X.25), on trouve les poteaux avec fondations, les structures supportant la toiture sous forme de poutres, fermes, arcs, les panneaux de toiture, les panneaux de mur, les poutres de roulement (si le bâtiment est équipé d'un pont roulant) et éventuellement les éléments des lanterneaux d'éclairage et d'aération. L'écartement des poteaux est choisi multiple du module agrandi 6 m: on prend 12, 18, 24, 30, 36 m dans le sens transversal

(portée) et 6 ou 12 m dans le sens longitudinal (espacement). Si l'espacement des poteaux est de 12 m et la longueur du panneau de mur est de 6 m, on prévoit des poteaux intermédiaires (de carcasse du mur) dans les rangées extérieures.

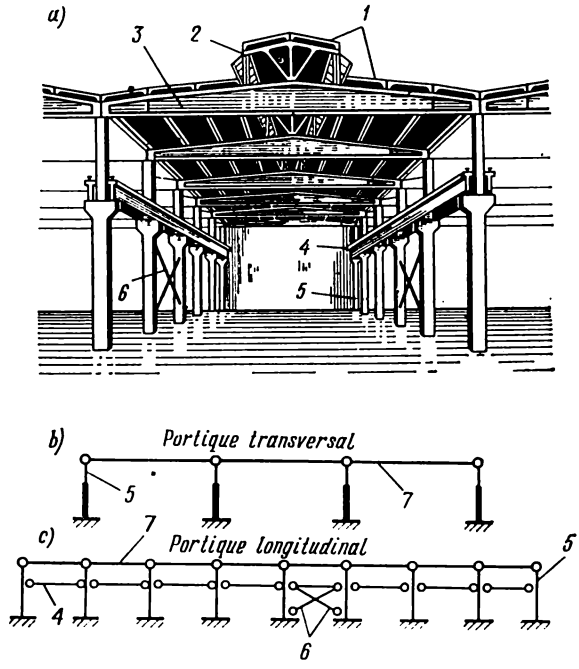


FIG. X.25. Bâtiment industriel sans étages avec ponts roulants composé de structures préfabriquées en béton armé:

1, panneau de toiture; *2*, lanterneau; *3*, poutre de toiture; *4*, poutres de roulement; *5*, poteaux; *6*, contreventements; *7*, toiture

La rigidité du bâtiment sans étages en direction transversale est assurée par le portique transversal formé par les poteaux encastrés dans la fondation et la poutre de toiture articulée aux poteaux (fig. X.25, *b*). La rigidité en direction longitudinale est créée par les portiques longitudinaux formés par les mêmes poteaux avec la toiture et les poutres de roulement, ainsi que par les contreventements verticaux des poteaux (fig. X.25, *c*). On adopte l'articulation des poutres sur les poteaux malgré le fait que cette solution fait naître des moments fléchissants plus prononcés dans la poutre que la variante avec l'encastrement (fig. X.26), car, comme on l'a signalé au § X.1, elle permet d'adopter des solutions-types indépendantes pour les poutres et les poteaux; les bâtiments industriels étant construits en masse à partir de structures préfabriquées en béton armé, la typification de celles-ci revêt une importance de premier plan.

Si le bâtiment a la portée égale à 12 ou à 18 m, sa toiture est soutenue le plus souvent par des poutres précontraintes en double T (fig. X.27). Elles sont fabriquées généralement par pré-tension, en béton des classes M 300 à M 500. L'armature de précontrainte A_{pc} est constituée par des barres à haute adhérence des classes A-IV à Ат-VI ou des fils à haute résistance. La section à donner à cette armature est choisie de façon à assurer une résistance suffisante suivant la section normale.

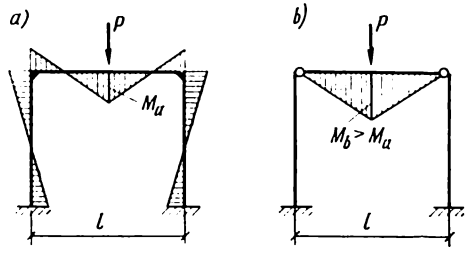


FIG. X.26. Diagrammes des moments dans le portique d'un bâtiment industriel sans étages:

a, les poteaux sont encastrés dans la poutre; *b*, les poteaux sont articulés à la poutre

En vue de prévenir la fissuration de la partie haute de la poutre à cause des efforts de compression, on place quelquefois une armature de précontrainte aussi dans la zone comprimée (armature A'_{pc}). L'âme de la poutre est armée d'une ou de deux nappes soudées dont les barres transversales sont calculées pour résister dans les sections obliques à l'effort tranchant. Les zones d'about de la poutre sont

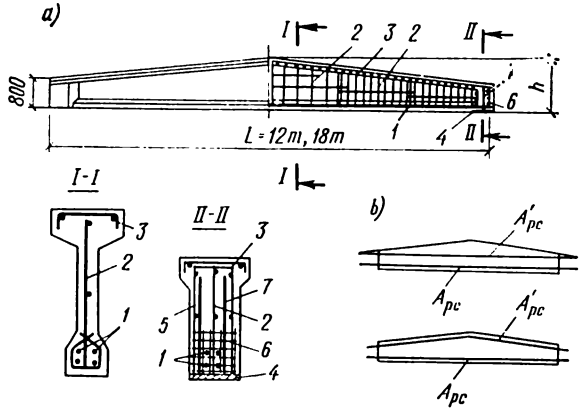


FIG. X.27. Poutres de toiture précontraintes:

a, vue d'ensemble et plan de ferraillage; *b*, disposition des armatures de précontrainte; *1*, armature de précontrainte longitudinale; *2*, carcasses soudées de l'âme; *3*, carcasses soudées de la membrure supérieure; *4*, pièce scellée d'appui; *5*, carcasses supplémentaires dans les consoles d'appui; *6*, treillis; *7*, barres transversales soudées sur la pièce scellée d'appui

renforcées avec des barres transversales supplémentaires soudées sur une pièce scellée en acier, afin d'éviter la formation des fissures longitudinales lors de la mise en tension. La membrure comprimée supérieure contient une nappe d'armatures soudée.

Chaque poutre est calculée en l'assimilant à une poutre à simple travée, exposée à une charge uniformément répartie provenant du poids de la toiture, de la neige et du poids propre.

Si le bâtiment est équipé de poutres roulantes suspendues aux poutres de toiture, on doit, en calculant le moment fléchissant de calcul et l'effort tranchant de calcul, prendre en compte la charge de la poutre roulante sous forme d'efforts concentrés aux points de suspension des poutres de roulement. Les poutres doivent aussi être calculées suivant les états-limites d'utilisation (d'ouverture des fissures et de déformation).

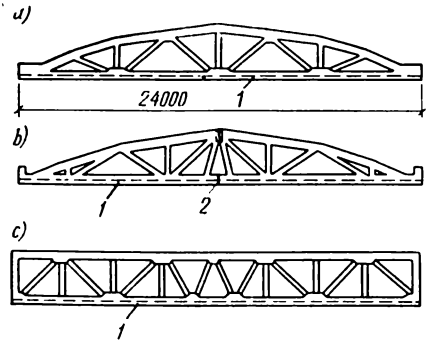


FIG. X.28. Fermes de toiture en béton armé:

a, ferme polygonale monobloc; *b*, idem, en deux pièces; *c*, ferme à membrures parallèles; *1*, armature de précontrainte; *2*, joint réalisé sur chantier

Fermes en béton armé. Les fermes sont utilisées pour soutenir la toiture aux cas où les portées sont de 18, 24 ou 30 m (fig. X.28). La membrure supérieure de la ferme est généralement polygonale (fermes en segment), à l'exception du cas où la couverture est plate: on utilise alors des fermes à membrures parallèles. La hauteur de la ferme varie entre 1/7 et 1/9 de la portée. Le panneau (écartement des nœuds) est pris égal à 3 m, de telle façon que les panneaux nervurés de couverture, larges de 3 m, communiquent la charge à la ferme dans les nœuds de la membrure supérieure. Dans ce cas la membrure supérieure travaille en compression axiale uniquement. La membrure inférieure de la ferme subit une traction axiale, et les éléments du treillis (montants, diagonales), une compression ou une traction axiale.

Les efforts engendrés dans les barres par les charges appliquées dans les nœuds sont cherchés par les méthodes classiques de Mécanique des structures: graphiquement (diagramme de Maxwell-Crémona) ou analytiquement (méthode des sections). Dans les calculs, on admet que les barres sont articulées entre elles dans les nœuds; cette méthode n'est pas absolument rigoureuse (car en réalité les nœuds de la ferme sont rigides), mais l'erreur n'est pas grande.

Les membrures supérieures, les montants et les diagonales des fermes sont armés avec des carcasses soudées; la membrure inférieure est précontrainte par pré- ou post-tension. En cas de pré-tension les armatures de précontrainte sont uniformément distribuées suivant la section de la pièce et entourées avec des cadres. En cas de post-tension les armatures de précontrainte sont placées dans les canaux qui, après mise en tension et ancrage, sont remplis de coulis de ciment sous pression (injectés). Les fermes sont fabriquées en une seule pièce

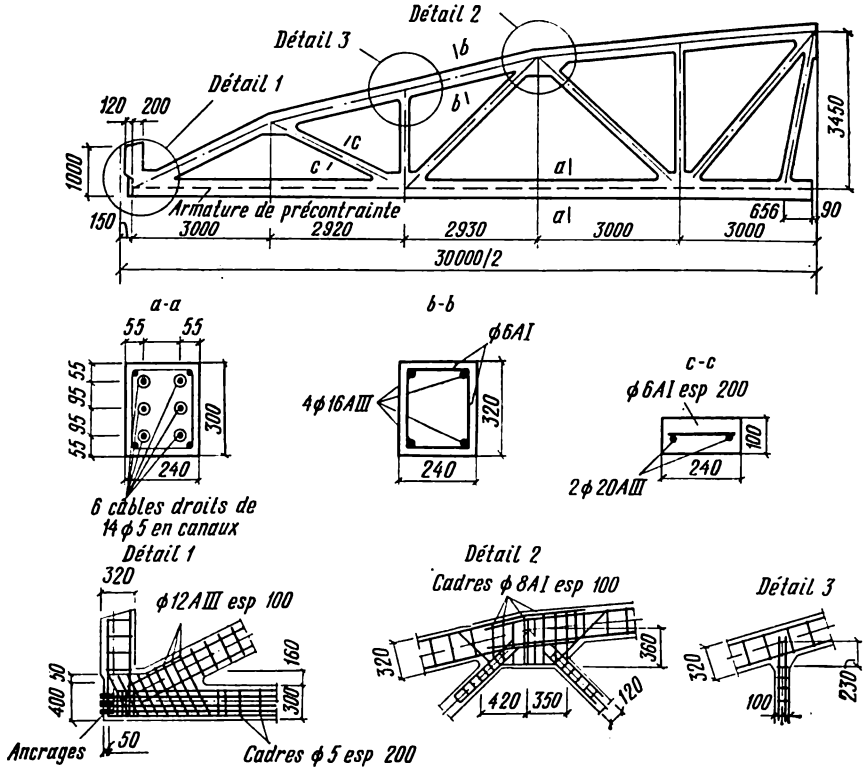


FIG. X.29. Détails d'une ferme polygonale (membrure inférieure précontrainte en post-tension)

(pour des portées non supérieures à 24 m) ou composées de deux moitiés. Dans ce dernier cas les parties de la ferme sont assemblées sur chantier, par soudage des pièces scellées en acier.

La figure X.29 représente une ferme en béton armé à membrure supérieure polygonale, précontrainte par post-tension des câbles à fils droits.

Panneaux de toiture. La toiture est constituée par des panneaux précontraints nervurés de 3 × 12, 3 × 6, 1,5 × 12 ou 1,5 × 6 m, posés sur des poutres (pannes). Ils sont dessinés et calculés par analogie aux panneaux nervurés des planchers (voir § X.2).

Si les poteaux sont espacés de 12 m dans le sens longitudinal, on peut employer les poutres et les panneaux pour l'espacement de 6 m à condition de prévoir des sablières longitudinales (poutres ou fermes, fig. X.30).

On utilise de plus en plus souvent, dans la toiture des bâtiments industriels sans étages, des grands panneaux de 3 × 18 et de 3 × 24 m posés sur des poutres longitudinales appuyées sur les poteaux ou sur

les murs portants longitudinaux (fig. X.31, *a*). Une telle solution permet de réduire le nombre d'éléments préfabriqués et de diminuer la dépense des matériaux et la main d'œuvre.

Il existe deux types de grands panneaux précontraints: les panneaux nervurés à faible pente (fig. X.31, *b*) et les panneaux-voûtes КЖС (fig. X.31, *c*).

Poteaux des bâtiments industriels sans étages. Les poteaux sont pleins (de section rectangulaire) ou à treillis, fabriqués de deux lames entretoisées (fig. X.32). La largeur de section *b* du poteau est choisie entre 40 et 60 cm. La dimension de la section du poteau dans le plan du portique transversal (en présence des ponts roulants) est

— dans la partie supérieure (baïonnette) $h_s = 38$ à 60 cm, afin d'assurer un appui convenable aux poutres;

— dans la partie inférieure (montant sous poutre) $h_1 = 1/10$ à $1/14$ de H_b, de façon à assurer une raideur suffisante du poteau (H_b étant la hauteur du poteau entre la tranche supérieure de la fondation et la partie basse des poutres de roulement). Dans un poteau plein on a généralement $h_1 = 60$ à 80 cm, et dans un poteau à deux lames $h_1 = 120$ à 160 cm. La dimension de la section d'une lame est $h_1 = 25$ à 35 cm, la distance séparant les entretoises voisines $s = 2$ à 3 m.

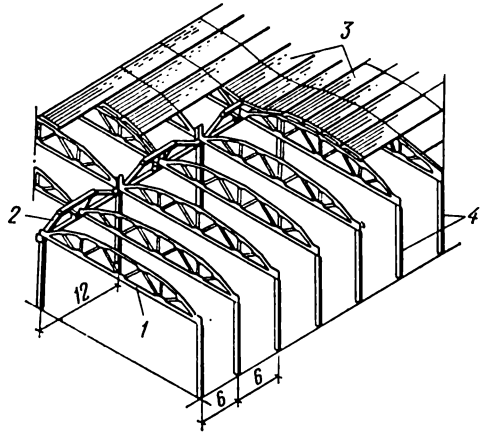


FIG. X.30. Toiture à sablières d'un bâtiment industriel sans étages:
1, ferme de toiture; *2*, ferme sablière; *3*, panneaux de toiture; *4*, poteaux

Soumis à une force de compression longitudinale et à des moments fléchissants dans le plan du portique transversal, les poteaux travaillent en flexion avec compression. Les armatures principales longitudinales sont placées près des faces perpendiculaires au plan du moment.

Les moments fléchissants dans les poteaux sont déterminés lors du calcul du portique transversal. Si les poutres sont situées à un même niveau dans toutes les travées, il est commode de faire le calcul par la méthode des déplacements, car, quel que soit le nombre de travées, on n'a qu'une seule inconnue: c'est le déplacement linéaire de la tête des poteaux.

On obtient le système fondamental en introduisant une liaison linéaire horizontale qui s'oppose au déplacement horizontal de la tête des poteaux (fig. X.32A, *a*). Ainsi donc, tous les poteaux (montants)

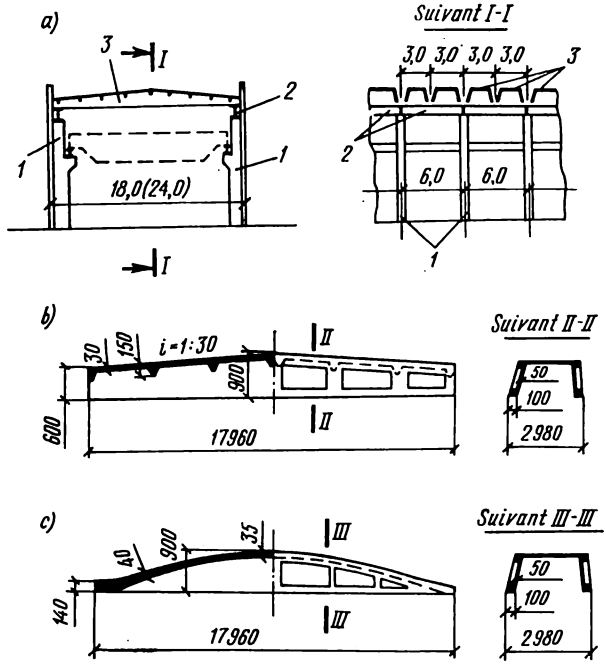


FIG. X.31. Toitures à grands panneaux des bâtiments industriels sans étages:
1, poteau; *2*, poutre longitudinale; *3*, grand panneau

du système fondamental sont encastrés à une extrémité (dans la fondation) et articulés à l'autre. On trouve en Annexe XIX les réactions qui se produisent dans les montants de ce type pour différents cas de charge, calculées par les méthodes classiques de Mécanique des structures. Un déplacement unitaire $\Delta = 1$ fait naître des moments dans les montants et des réactions B_Δ dans la liaison (fig. X.32A, *b*). De même, les charges extérieures font naître des moments dans les montants sollicités et des réactions B_p dans la liaison (fig. X.32A, *c*, *d*, *e*). Pour chaque cas de charge on établit une équation canonique qui traduit la nullité de toutes les réactions dans la liaison linéaire horizontale, car cette liaison est inexistante en réalité. Soit r_{11} la réaction dans la liaison provoquée par le déplacement de tous les montants d'une quantité $\Delta = 1$. Elle est égale à la somme des réactions de tous les montants du portique au déplacement linéaire, $r_{11} = \Sigma B_\Delta$.

Le déplacement étant égal à une quantité concrète Δ, la réaction dans la liaison sera égale à $r_{11}\Delta$.

Soit r_{1p} la réaction engendrée dans la liaison par les charges exercées sur les montants. Elle est égale à la somme des réactions B_p

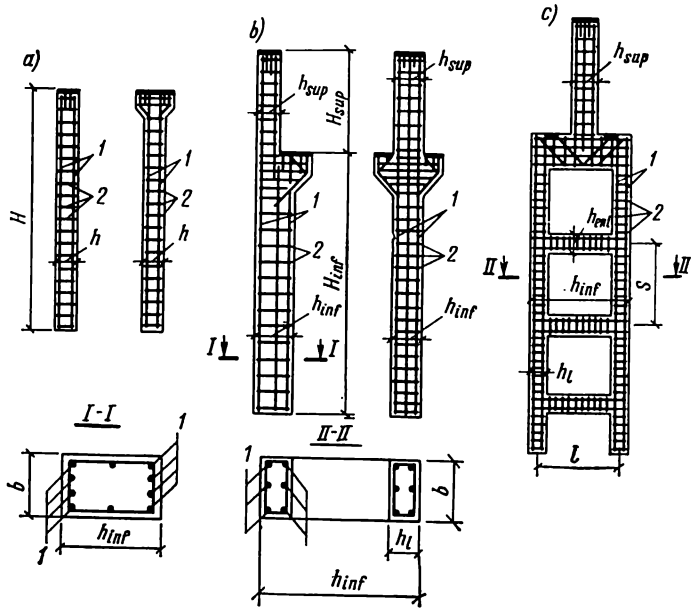


FIG. X.32. Poteaux des bâtiments industriels sans étages:
a, sans pont roulant; *b*, avec pont roulant; *c*, idem, à deux lames; *1*, armature longitudinale principale; *2*, cadres

de tous les montants sollicités du portique, $r_{1p} = \Sigma B_p$. L'équation canonique s'écrira donc sous la forme

$$r_{11}\Delta + r_{1p} = 0.$$

Le coefficient de l'équation canonique $r_{11} = \Sigma B_\Delta$ reste constant, quel que soit le cas de charge du portique. Le coefficient $r_{1p} = \Sigma B_p$ doit être calculé séparément pour chaque cas de charge (compte tenu des signes de B_p) ; de même, on doit calculer pour chaque cas de charge le déplacement

$$\Delta = -\frac{r_{1p}}{r_{11}}.$$

Après avoir déterminé Δ dans chaque montant, on calcule la réaction élastique

$$B_{él} = B_\Delta \Delta + B_p.$$

Si le montant en question ne subit aucune charge, on a $B_p = 0$.

Le diagramme des moments sur chaque montant est construit comme pour une console encastrée dans la fondation dont l'extrémité libre subit la force $B_{él}$ et sa propre charge extérieure.

En calculant la résistance du portique aux surcharges de pont roulant, on prend en considération le travail de l'ossature en trois dimensions, vu que les portiques transversaux non sollicités participent au travail de l'ossature à cause du disque rigide de la toiture. Pour en tenir compte, on introduit dans l'équation canonique un coefficient spatial c_{sp} égal à 4 (pour l'espacement des portiques de 6 m) ou à 3,4 (pour l'espacement des portiques de 12 m):

$$c_{sp} r_{11} \Delta + r_{1p} = 0.$$

On peut poser sans grande erreur pour les surcharges de pont roulant $\Delta = 0$.

Après avoir tracé le diagramme des moments pour chaque cas de charge, on compose le tableau des efforts de calcul dans les sections caractéristiques du poteau: au-dessus de la console de pont roulant, immédiatement sous la console et au niveau de la tranche supérieure de la fondation. Si le poteau est de section constante (sans pont roulant), on retient pour le calcul la section basse. On inscrit dans le tableau pour chaque section le moment et l'effort normal (et aussi l'effort tranchant si le poteau est à deux lames) provenant de chaque charge, après quoi on s'établit sur une combinaison défavorable possible des charges.

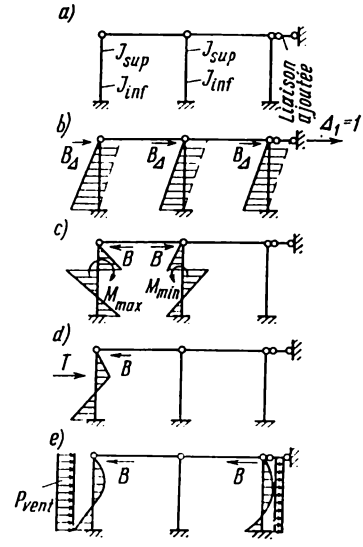


FIG. X.32A. Pour le calcul du portique transversal d'un bâtiment industriel sans étages:

a, système fondamental; *b*, réactions et diagrammes des moments dans les montants, engendrés par un déplacement $\Delta = 1$; *c*, réactions et diagrammes des moments provenant de la surcharge verticale de pont roulant; *d*, idem, de l'effort de freinage; *e*, de l'action du vent

Le choix de la section à donner aux poteaux consiste à calculer la section à donner aux armatures F_a et F'_a dans les sections retenues d'après les formules de flexion avec compression. Les longueurs de flambement des poteaux sont prises égales à :

$l_0 = 1{,}5\ H$ pour une travée unique et $l_0 = 1{,}2\ H$ pour deux ou plusieurs travées si le bâtiment n'a pas de pont roulant;

$l_0 = 1{,}5\ H_{inf}$ dans le montant sous poutre et $l_0 = 2{,}5\ H_{sup}$ dans la baïonnette si le bâtiment est équipé d'un pont roulant qui se déplace sur des poutres de roulement à travées indépendantes (compte tenu de la charge de pont roulant, on a $l_0 = 2H_{sup}$).

Si le poteau est à deux lames, on commence par calculer les efforts dans les lames. La force de compression longitudinale N est répartie à raison égale sur les deux lames, tandis que le moment fléchissant commun M du poteau a pour effet d'augmenter l'effort dans une

lame et de diminuer celui dans l'autre d'une quantité M/c, où c est l'entraxe des lames. Compte tenu du flambement du poteau, on prend le moment égal à $M\eta$, où la quantité η est calculée selon la formule VII.9. On a donc

$$N_1 = \frac{N}{2} \pm \frac{M\eta}{c}.$$

Si $M\eta/c > N/2$, il se produit une traction dans l'une des lames.

Les moments fléchissants dans les lames du poteau sont définis par l'effort tranchant Q. On les cherche en admettant que les points zéros du diagramme des moments sont situés à mi-longueur des panneaux s:

$$M_1 = \frac{Q}{2} \times \frac{s}{2} = \frac{Qs}{4}.$$

La section à donner aux armatures d'une lame est calculée d'après les formules de flexion avec compression (ou avec traction), compte tenu de l'effet cumulé des efforts N_1 et M_1.

Les entretoises d'un poteau à deux lames travaillent en flexion. Les efforts dans une entretoise sont

$$M_{\text{ent}} = \frac{Qs}{2}; \quad Q_{\text{ent}} = \frac{2M_{\text{ent}}}{c} = \frac{Qs}{c}.$$

Le flambement du poteau dans le plan perpendiculaire à celui du portique transversal est vérifié en tenant compte de la force longitudinale N appliquée avec une excentricité accidentelle.

§ X.5. BÂTIMENTS DES RÉSEAUX DE DISTRIBUTION ET D'ÉVACUATION DES EAUX ET BÂTIMENTS DES CHAUDIÈRES

Les réseaux de distribution des eaux comportent des bâtiments destinés aux stations de pompage de première et de deuxième élévation et de circulation, aux filtres, bassins de clarification, adoucisseurs, etc. ; les réseaux d'évacuation des eaux comprennent les bâtiments qui abritent les stations de pompage, les soufflantes, les pompes à boues, etc.

Il est recommandé d'implanter des installations d'usage différent, autant que possible, dans un même bâtiment, afin de diminuer le volume de construction, la surface bâtie et la longueur des canalisations souterraines, ce qui permet de réduire le coût et les délais de la construction.

On distingue des bâtiments de surface, semi-enterrés (le plancher étant situé légèrement au-dessous du niveau du sol), enterrés (plancher nettement plus bas que le sol) et souterrains.

La plupart des bâtiments sont équipés de moyens mécaniques de levage et de manutention, tels que le monorail, la poutre roulante, le pont roulant, prévus pour assurer le montage et le service des équipements technologiques.

Les bâtiments incorporés dans les réseaux de distribution et d'évacuation des eaux peuvent avoir les murs portants en briques et les

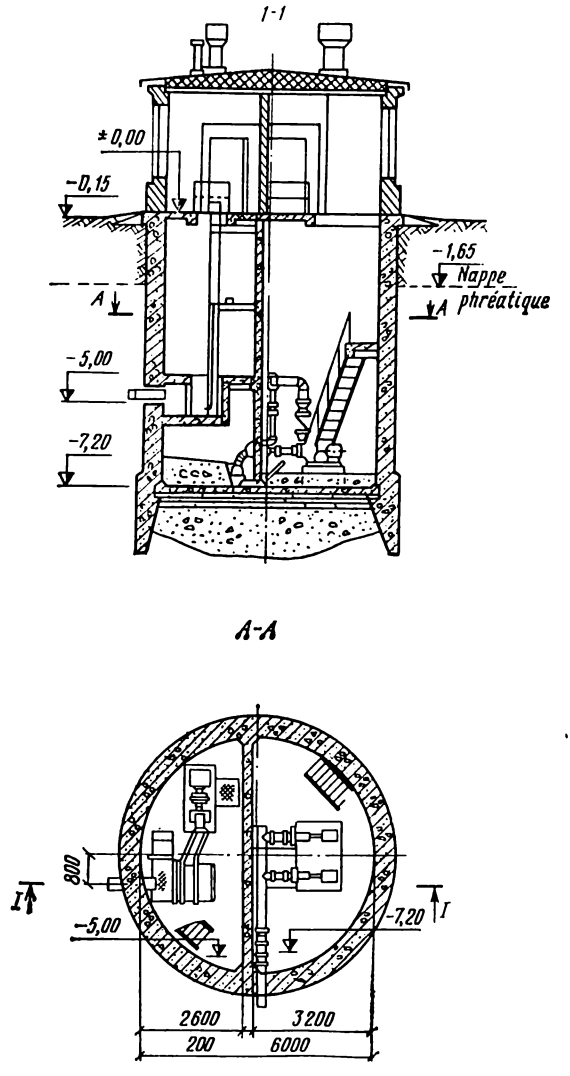


FIG. X.33. Station de pompage dans un réseau d'évacuation des eaux

planchers en béton armé. La partie enterrée du bâtiment est clôturée par des murs massifs en maçonnerie ou en béton ; si elle est très profonde ou si la nappe phréatique (plan des eaux souterraines) est proche de la surface du sol, la partie enterrée du bâtiment est réalisée sous forme d'un caisson ouvert (fig. X.33).

Le projet-type de bâtiment utilisé dans les réseaux de distribution et d'évacuation des eaux est un bâtiment à travée unique aux

portées de 6, 9, 12 ou 18 m. La hauteur de la partie de surface (mesurée entre le sol et la tranche inférieure de la toiture) varie entre 3,6 m et 9,6 m (de 1,2 en 1,2 m) si le bâtiment est équipé d'une poutre roulante et est égale à 12,6 m si le bâtiment est doté d'un pont rou-

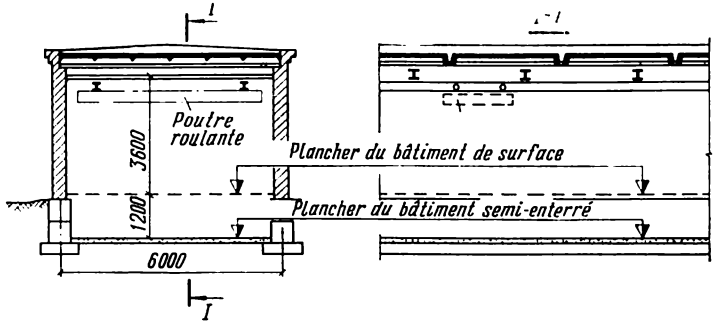


FIG. X.34. Schémas-types des bâtiments de 6 m de portée (de surface et semi-enterrés) utilisés dans les réseaux de distribution et d'évacuation des eaux

lant. La profondeur de la partie souterraine des bâtiments semi-enterrés est de 1,2 m, enterrés de 2,4 à 6 m (de 1,2 en 1,2 m), souterrains de 6 m. La partie de surface est réalisée selon le projet-type de bâtiment industriel sans étages (voir § X.4) composé d'éléments-types préfabriqués en béton armé (poteaux, poutres, panneaux de toiture, panneaux des murs). La partie enterrée est composée de panneaux préfabriqués en béton armé utilisés pour les réservoirs et les installations d'épuration rectangulaires (voir § XI.4). Si le bâtiment rencontre la nappe phréatique, on emploie du béton coulé sur place pour le fond, et parfois pour la partie enterrée tout entière.

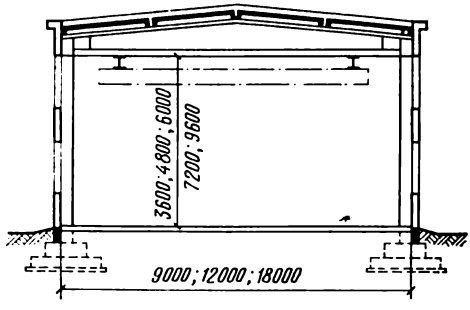


FIG. X.35. Schéma-type d'un bâtiment de 9, 12 ou 18 m de portée utilisé dans les réseaux de distribution et d'évacuation des eaux

Si la portée est égale à 6 m, la partie de surface du bâtiment possède les murs extérieurs portants (généralement en maçonnerie de briques) qui supportent les dalles de toiture en béton armé de 3 × 6 ou de 1,5 × 6 m (fig. X.34). Si la portée est de 9, 12 ou 18 m, la partie de surface est dotée d'une ossature constituée de poteaux espacés de 6 m, de poutres de toiture à simple travée et de panneaux de toiture de 3 × 6 ou de 1,5 × 6 m. Du côté extérieur des poteaux sont disposés des murs-rideaux constitués de panneaux des murs suspendus. Les poutres roulantes sont accrochées aux poutres de toiture (fig. X.35).

Le bâtiment d'une station de pompage de 18 m de portée équipé d'un pont roulant présente des poteaux à deux lames.

Les murs de la partie enterrée du bâtiment sont constitués par des panneaux préfabriqués en béton armé de longueur nominale (dans le sens de la longueur du bâtiment) 3 m et de hauteur conforme à la profondeur : 2,4 ; 3,6 ; 4,8 ou 6 m. Les panneaux sont fixés dans la rainure longitudinale d'une semelle filante en béton armé ; les jeux de la rainure sont remplis de béton à pierres cassées de faible granulométrie. Un tel mode de fixation garantit un bon encastrement des panneaux dans la fondation ; les panneaux sont susceptibles de reporter la pression latérale du sol à la manière d'une console (fig. X.36). Les panneaux hauts de 2,4 m ont une épaisseur constante de 15 cm ; les panneaux de hauteur 3,6 ; 4,8 et 6 m ont une épaisseur de 20, 28 et 36 cm respectivement dans leur partie inférieure et de 14 cm dans leur partie supérieure [1]).

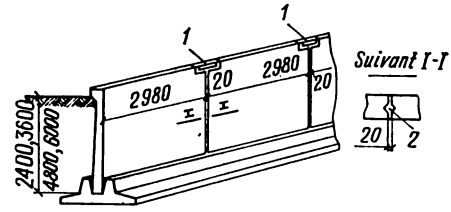


FIG. X.36. Murs enterrés en panneaux préfabriqués :

1, aciers en attente soudés et enrobés de béton ; *2*, rainure à clavette remplie de coulis de ciment sous pression

On voit sur la figure X.37, *a*, *b* quelques schémas-types adoptés pour les bâtiments enterrés qui ne rencontrent pas la nappe phréatique.

Les poteaux sous toiture sont engagés dans le logement d'une semelle individuelle en béton armé aménagée entre deux portions voisines de la semelle filante des panneaux (fig. X.37, détail *A*). Afin d'éviter que les poteaux reportent la pression du sol, un espace libre de 50 mm est prévu entre les panneaux des murs de la partie enterrée du bâtiment et le poteau. Les murs portants de surface reposent sur les panneaux enterrés.

Si la partie enterrée rencontre la nappe phréatique, le fond est constitué par une dalle (radier) en béton armé munie de rainures pour recevoir les panneaux des murs (fig. X.38, *a*, *b*). Si la nappe phréatique est très élevée (2 ou 3 m), on est obligé de construire toute la partie enterrée (le fond et les parois) du bâtiment de 12 et de 18 m de portée sous forme d'un caisson en béton armé coulé en place (fig. X.38, *c*).

Les murs enterrés ne rencontrant pas la nappe phréatique sont recouverts extérieurement d'un enduit d'étanchement (bitume chaud); en présence des eaux souterraines, les murs sont garnis d'une couche étanche collée jusqu'à une hauteur d'au moins 0,5 m supérieure au niveau maximal de la nappe phréatique. Sur les faces latérales, la

[1]) Ces panneaux seront décrits en détail dans le § XI.4.

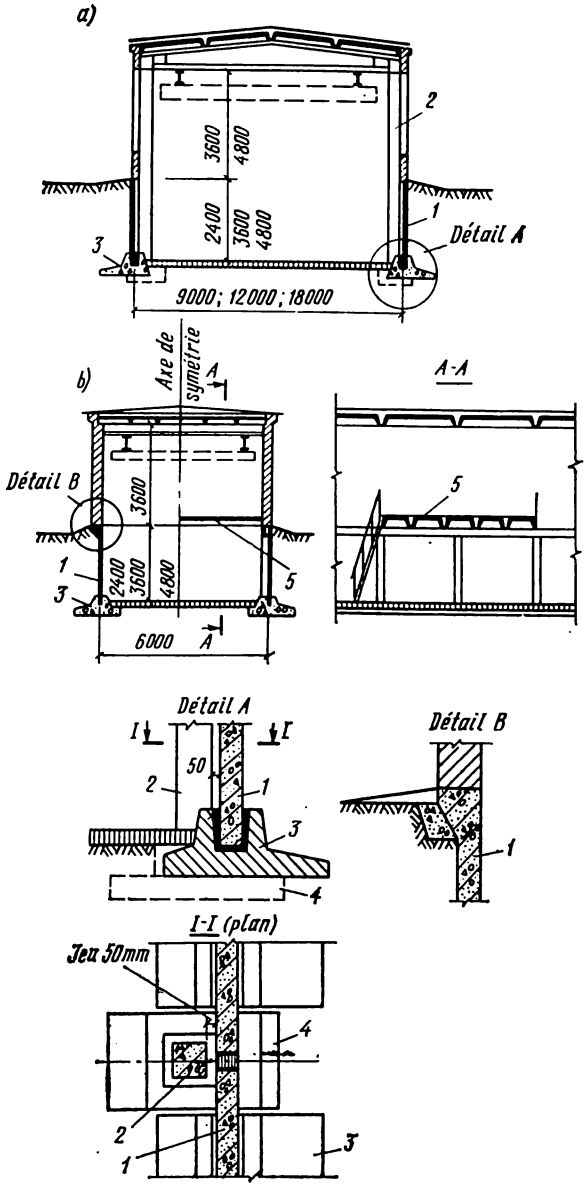


FIG. X.37. Bâtiments des réseaux de distribution et d'évacuation des eaux non exposés à la pression des eaux souterraines:

a, bâtiments de 9 à 18 m de portée; *b*, bâtiments de 6 m de portée; *1*, panneaux des murs enterrés; *2*, poteau; *3*, semelle filante en béton armé; *4*, semelle individuelle d'un poteau; *5*, plate-forme de service en panneaux préfabriqués

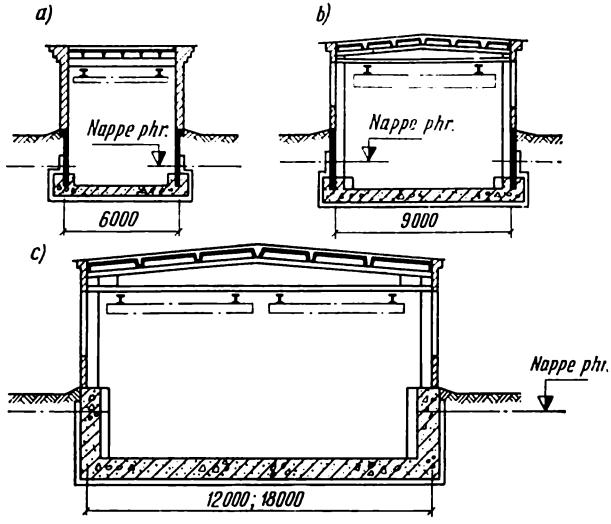


FIG. X.38. Bâtiments des réseaux de distribution et d'évacuation des eaux rencontrant la nappe phréatique

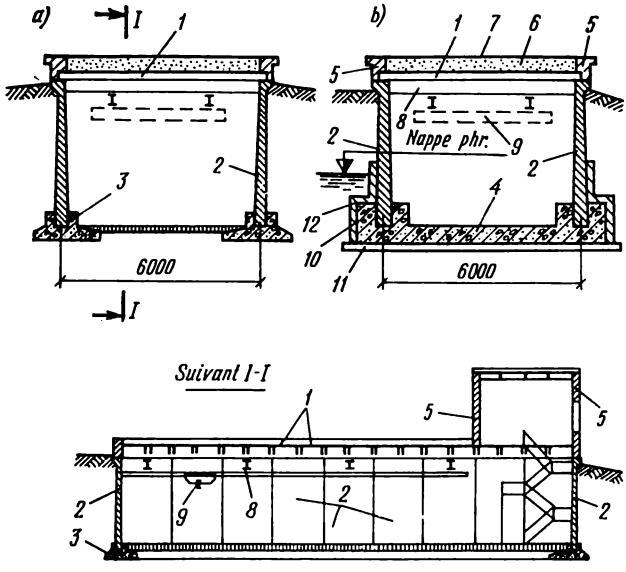


FIG. X.39. Stations de pompage souterraines:

a, en l'absence des eaux souterraines; *b*, en présence des eaux souterraines; *1*, panneaux de plancher; *2*, panneaux des murs; *3*, semelles filantes; *4*, fond en béton armé exposé à la pression des eaux souterraines; *5*, muret en briques; *6*, couche de matériau calorifuge; *7*, tapis d'étanchement; *8*, poutrelles transversales; *9*, poutre roulante; *10*, couche d'étanchéité; *11*, couche de propreté en béton; *12*, muret de protection

couche étanche collée est protégée par un muret en maçonnerie de briques épais de 1/2 brique.

Les bâtiments souterrains des stations de pompage ont une portée de 6 m et une profondeur de 6 m. La solution retenue est la même que précédemment; les panneaux des murs hauts de 6 m (5,4 m) sont engagés dans les rainures des semelles filantes ou, en présence des eaux souterraines, dans celles du radier coulé en place (fig. X.39). Les dalles de toiture sont posées directement sur les panneaux des murs. Les poutrelles transversales en acier servant à accrocher le

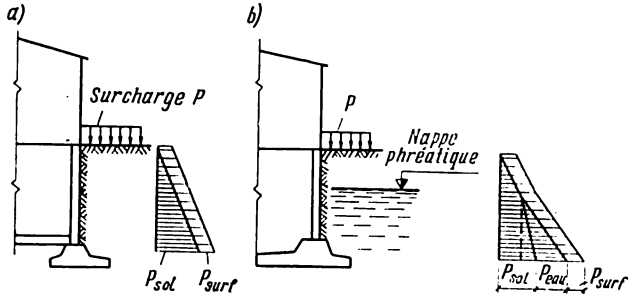


FIG. X.40. Charges horizontales exercées sur la partie enterrée du bâtiment: *a*, en l'absence des eaux souterraines; *b*, en présence des eaux souterraines

monorail sont appuyées sur des tasseaux soudés sur les pièces scellées des panneaux des murs.

La partie de surface des bâtiments utilisés dans les réseaux de distribution et d'évacuation des eaux est calculée selon la méthode exposée dans le § X.4.

Les panneaux des murs enterrés subissent une charge horizontale due à la pression latérale du sol p_{sol} et une surcharge due à la pression du sol en surface p_{surf}; en présence des eaux souterraines, ils reprennent également la pression des eaux p_{eau} (fig. X.40). Le mode de détermination de ces sollicitations est décrit dans le § XI.3.

Pour le calcul du moment fléchissant, on assimile le panneau de mur à une console verticale (large de 1 m) encastrée dans la fondation. Connaissant le moment, on cherche la section à donner aux armatures verticales tendues près de la face supérieure du panneau. Si les panneaux des murs reprennent une charge verticale provenant du poids des murs de surface, ils se trouvent exposés à un moment fléchissant et à un effort normal à la fois: dans ce cas le pourcentage des armatures suivant les deux faces du panneau est cherché d'après les formules de flexion avec compression (voir § VII.2).

La fondation des panneaux des murs est toujours excentrée: elle éprouve la résultante des pressions latérales du sol E, le poids des panneaux des murs et des structures superposées N, le poids propre de la fondation Q_f, ainsi que le poids du sol situé sur la tranche de la fondation Q_s (fig. X.41).

La fondation est généralement excentrée vers l'extérieur, afin que le moment produit par Q_s soit de signe opposé à ceux engendrés par E, N et Q_f : de cette façon la pression sous la semelle devient plus uniforme.

Si le bâtiment rencontre la nappe phréatique (fig. X.42), son fond éprouve une pression supplémentaire en direction ascendante p_{asc}. On a par unité de surface du fond

$$p_{asc} = \gamma H,$$

où γ est la masse volumique de l'eau et H la distance entre la surface inférieure du fond et le niveau maximal (compte tenu des fluctuations saisonnières) de la nappe phréatique.

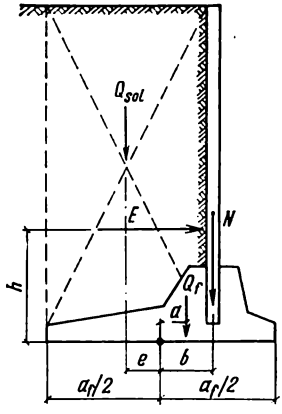


FIG. X.41. Charges exercées sur la semelle filante des panneaux des murs dans un bâtiment enterré

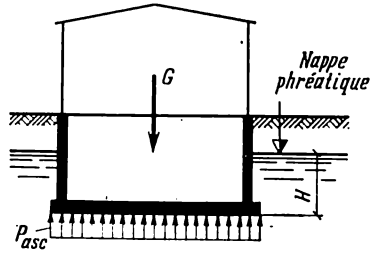


FIG. X.42. Pour le calcul de flottabilité du bâtiment rencontrant la nappe phréatique

Puisque $\gamma = 1$, la pression ascendante est égale en valeur à H. On calcule la plaque en béton armé du fond à la flexion sous l'action de p_{asc} ; en outre, le bâtiment dans son ensemble doit faire l'objet d'un calcul spécial de flottabilité d'après la formule

$$G \leqslant P,$$

où G est le poids du bâtiment affecté d'un coefficient 0,9 et P la résultante des poussées ascendantes affectée d'un coefficient de surcharge 1,1 :

$$P = 1{,}1\, p_{asc} F_f,$$

où F_f est la surface du fond.

En calculant le poids du bâtiment s'opposant à sa remontée dans l'eau, seuls seront pris en considération les éléments qui seront

construits pendant l'abaissement de la nappe phréatique réalisé artificiellement pendant la durée des travaux. On conçoit donc que le fond peut avoir une épaisseur considérable.

Les bâtiments des chaudières sont construits à partir d'éléments préfabriqués en béton armé qu'on utilise dans les bâtiments indus-

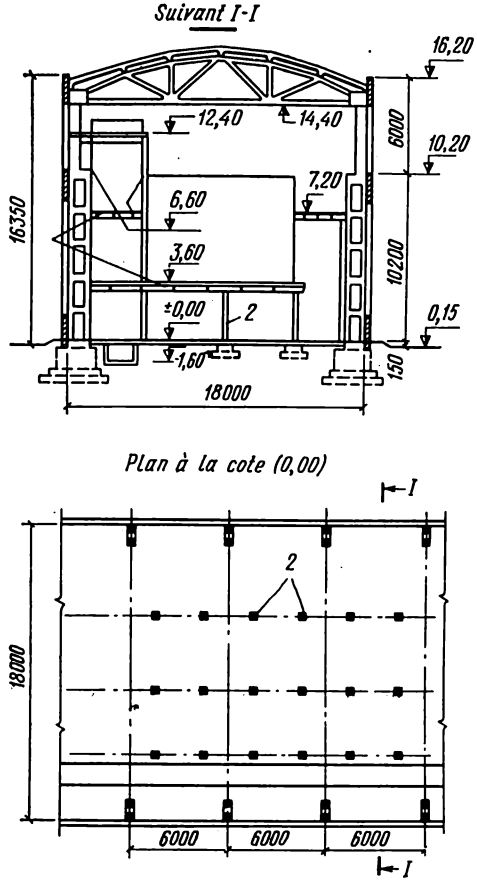


FIG. X.43. Bâtiment des chaudières:
1, plates-formes de service; 2, poteaux supportant les plates-formes de service

triels sans étages (voir § X.4). Ils ont une portée de 12 à 24 m et une hauteur de 6 à 14,4 m. Des étagères spéciales aménagées dans les bâtiments facilitent le service des chaudières. La figure X.43 montre une variante de bâtiment abritant des chaudières du type ДКВР-20-13.

CHAPITRE XI

OUVRAGES SPÉCIAUX DANS LES RÉSEAUX DE DISTRIBUTION ET D'ÉVACUATION DES EAUX

§ XI.1. GÉNÉRALITÉS

En construisant un réseau de distribution et d'évacuation des eaux, on prévoit un grand nombre de bâtiments du type réservoirs qui servent au transport, au stockage et à l'épuration des eaux et des effluents. Ces ouvrages sont fabriqués généralement en béton armé. Ils peuvent être *cylindriques* ou *rectangulaires*, situés *en surface* ou être *enterrés* (complètement ou partiellement), être *couverts* ou *non*, avoir un fond plat ou conique.

La configuration et les dimensions sont dictées par le procédé technologique utilisé. Dans les cas où la technologie n'impose que la capacité (réservoirs à eau), on choisit la forme et les dimensions d'après les considérations technico-économiques.

En choisissant entre la solution cylindrique et la solution rectangulaire, on doit se rappeler que, la contenance étant la même, la longueur développée des parois d'un réservoir cylindrique est plus petite que celle d'un réservoir rectangulaire. En outre, la pression hydrostatique interne fait travailler la paroi cylindrique à la traction simple et la paroi plane à la flexion (avec traction). De ce fait, les réservoirs à eau en acier ont toujours une forme cylindrique et sont confectionnés à partir de tôles minces. La forme cylindrique offre d'ailleurs beaucoup d'avantages dans le cas du béton armé également, car elle facilite la réalisation de la précontrainte (frettage). Une paroi précontrainte résiste mieux à la fissuration et permet de diminuer la dépense de béton (moindre épaisseur) et d'acier (armatures à haute résistance).

Dans la paroi cylindrique les efforts de traction sont directement proportionnels au diamètre ; plus le diamètre est grand (la profondeur restant la même), plus la paroi doit être épaisse et plus la section des armatures principales sera importante.

Dans le mur d'un ouvrage rectangulaire, les moments fléchissants sont définis uniquement par la hauteur ; on peut donc, sans changer l'épaisseur du mur ni la section donnée aux armatures principales, réaliser des réservoirs dont les cotes d'implantation sont nettement différentes.

Un devis estimatif comparé montre que les réservoirs en béton armé de forme cylindrique permettent de réduire la dépense des matériaux par rapport aux réservoirs rectangulaires tant que la

capacité ne dépasse pas 2000-3000 m³. Avec une capacité plus grande la dépense des matériaux devient sensiblement égale, et à partir d'une capacité de 5000 à 6000 m³ la situation est inversée au profit de la forme rectangulaire. Il y a aussi des cas où, même pour une contenance modeste, le réservoir rectangulaire est à préférer à un réservoir cylindrique. Par exemple, les décanteurs (clarificateurs) installés dans les stations d'épuration occupent moins de place au sol en cas de forme rectangulaire, ce qui permet de diminuer le volume du bâtiment. L'implantation serrée des appareils est très économique dans tous les cas : surface occupée plus petite, moins de frais d'aménagement, clôture moins longue, ...

Les paramètres technico-économiques des réseaux de distribution et d'évacuation des eaux sont sensiblement affectés par la hauteur (la profondeur) des ouvrages (réservoirs) enterrés. Plus la hauteur est importante, plus les pressions exercées sur les parois sont fortes, plus les conduites d'adduction et de collecte sont profondes, et plus les travaux de chantier sont difficiles. Exception faite du cas où la hauteur de l'ouvrage est assujettie à la technologie de traitement, on choisit généralement une hauteur de 4,8 m ; si la capacité du réservoir n'est pas grande, on descend même jusqu'à 3,6 m.

Les réservoirs en béton armé incorporés dans les réseaux de distribution et d'évacuation des eaux peuvent être coulés en place ou préfabriqués. Ils peuvent aussi être partiellement préfabriqués : par exemple, le fond est coulé en place mais les murs et la toiture sont composés d'éléments préfabriqués. On rencontre également des murs coulés en place et une toiture préfabriquée. La préfabrication permet de diminuer la main d'œuvre, la dépense des matériaux, les délais des travaux.

Les dimensions modulées et les schémas-types retenus pour les réservoirs les plus courants permettent d'adopter une gamme assez restreinte d'éléments préfabriqués qui, combinés avec les éléments-types existants des bâtiments industriels, couvrent la totalité des ouvrages utilisés dans les réseaux de distribution et d'évacuation des eaux.

En vue d'assurer l'étanchéité à l'eau, le fond et les parois des réservoirs sont fabriqués en béton dense et lourd qui a une classe de résistance à la compression non inférieure à M 200, une classe d'étanchéité à l'eau non inférieure à B4-B8 et une classe de résistance au gel non inférieure à Mpa 100-Mpa 150. Les joints entre les éléments préfabriqués sont scellés avec du béton au ciment expansif.

Afin d'améliorer encore l'imperméabilité des réservoirs, on garnit leur surface intérieure d'une couche d'enduit en ciment, de béton projeté ou de polymère (vernis Ethynol, etc.). Si le liquide contenu est agressif vis-à-vis du béton (eau acide ou faiblement acide), on protège le béton avec du verre soluble, des enduits polymères à base de résines époxydes, etc. Si le réservoir souterrain est implanté dans un sol à bonne capacité de drainage en l'absence des eaux souterraines, il est isolé extérieurement par deux couches de bitume ; pour certains

appareils (bassins de boues activées, décanteurs) on prévoit une couche d'asphalte ou deux couches d'isol (hydroisol) au mastic de bitume entre la couche de propreté en béton et le fond du réservoir en béton armé. Si par contre le fond de l'ouvrage descend plus bas que la nappe phréatique, il y a lieu de protéger le fond par trois couches étanches collées au moins, et les parois par deux couches au moins, jusqu'à 0,5 m au-dessus du niveau maximal des eaux souterraines. La couche isolante sur les parois est protégée par un muret en maçonnerie épais de 1/2 brique. Au-dessus des couches étanches collées, les parois sont protégées avec un enduit de bitume.

Toutes les structures métalliques, les pièces scellées et les pièces de raccordement en acier sont protégées contre la corrosion en les recouvrant de vernis au perchlorure de vinyle, de pâte amiante-vinyle (mélange de vernis Ethynol et d'amiante), etc. Toute pièce qui ne peut pas être périodiquement enduite de peinture protectrice doit être zinguée. Dans un ouvrage couvert, tous les éléments de la toiture en béton armé seront également recouverts de peinture protectrice, car ils sont exploités dans les conditions d'humidité anormale.

En faisant le choix du terrain de construction, on doit se rappeler que les réservoirs ne peuvent pas être implantés dans les sols affaissés qui sont très sensibles au trempage. Il faut éviter que le fond de l'ouvrage descende plus bas que la nappe phréatique, car cela complique singulièrement les travaux (nécessité d'abaisser le niveau des eaux souterraines) et oblige de donner une épaisseur supplémentaire au fond qui doit résister aux pressions verticales de l'eau souterraine. On se trouve obligé en outre, dans le cas signalé, de prévoir des couches étanches collées supplémentaires, ainsi que de prendre des mesures spéciales en vue de s'opposer à la remontée de l'ouvrage par flottation : faire un remblai plus épais sur la toiture (celle-ci devant être plus résistante), poser une couche de béton supplémentaire sur le fond et, pour certains ouvrages sans toit, les remplir obligatoirement d'eau pendant la période où la nappe phréatique est proche de la surface du sol, ce qui risque de perturber les conditions d'exploitation normale de l'ouvrage.

§ XI.2. CONCEPTION DES RÉSERVOIRS CYLINDRIQUES EN BÉTON ARMÉ

En plus des réservoirs à eau proprement dits, on range sous ce titre les décanteurs, clarificateurs, digesteurs de boues, aérofiltres, etc.

Les réservoirs à eau remplissent les fonctions de régulation ou d'emmagasinage dans les réseaux d'alimentation en eau des agglomérations et des entreprises industrielles. Ils sont généralement souterrains, couverts, avec un fond plat. Un remblai de sol sur la toiture assure le calorifugeage nécessaire. En fonction de la température enregistrée en hiver, l'épaisseur du remblai varie entre 0,5 et 1 m. Dans certains cas on met en œuvre des matériaux particuliers à capacité d'isolation thermique accrue (bétons cellulaires, béton d'argile

expansée, etc.). Les réservoirs surélevés (châteaux d'eau) ou posés sur les planchers des bâtiments sont généralement ouverts [1]).

Les dimensions des réservoirs à eau cylindriques sont unifiées:

— volume $V = 50$, 100, 150, 250, 500, 1000, 2000, 3000 ou 6000 m³;

— diamètre (respectivement) $D = 4{,}5$, 6,5, 8, 10, 12, 18, 24, 30 ou 42 m;

— hauteur $H = 3{,}6$ m pour $V \leqslant 250$ m³ et 4,8 m pour $V \geqslant 500$ m³.

Le fond est généralement coulé en place; les parois et la toiture sont en éléments préfabriqués. Si $V \leqslant 2000$ m³, le réservoir tout entier peut être réalisé en béton coulé en place. La paroi est précontrainte par la mise en tension des frettes (cerces) disposées extérieurement. La paroi coulée en place peut être laissée sans précontrainte pour $V < 500$ m³.

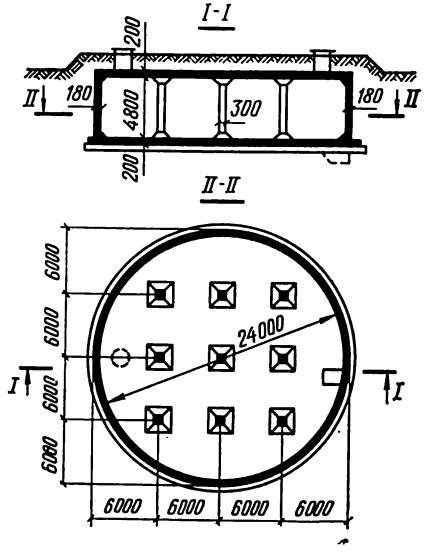


FIG. XI.1. Réservoir souterrain cylindrique en béton armé coulé en place avec plancher-champignon

La toiture coulée en place du réservoir souterrain est généralement du type plancher-champignon, appuyée sur les parois et les poteaux intérieurs munis de chapiteaux (fig. XI.1). Une telle toiture possède une faible hauteur constructive et assure une bonne aération de l'espace au-dessus du plan d'eau.

Les parois préfabriquées des réservoirs cylindriques sont obtenues par assemblage de panneaux dont la longueur est égale à la hauteur du réservoir. Chaque panneau est mis verticalement dans une rainure appropriée du fond (radier coulé en place) et fixé au moyen du mortier coulé dans les joints entre les panneaux. Après que le mortier dans les joints entre panneaux a durci, on met la paroi en tension par les frettes (cerces) qu'on recouvre ensuite d'une couche de béton projeté (fig. XI.2). Les poteaux intérieurs sous toiture sont posés sur des semelles disposées au-dessus des portions renforcées du fond.

La toiture préfabriquée est généralement constituée par des poutres posées sur les poteaux et supportant des panneaux (fig. XI.3, *a*). Elle peut aussi être formée de panneaux carrés bordés de nervures directement posés sur les poteaux (fig. XI.3, *b*), ou encore de pan-

---

[1]) Ou munis d'une toiture légère qui n'ajoute rien aux efforts exercés sur le réservoir.

neaux nervurés de forme trapézoïdale en plan, posés radialement sur des poutres annulaires supportées par les poteaux (fig. XI.3, *c*).

Dans les réservoirs à eau préfabriqués (fig. XI.4) les panneaux des murs sont tirés du catalogue des éléments préfabriqués pour les ouvrages des réseaux de distribution et d'évacuation des eaux, et

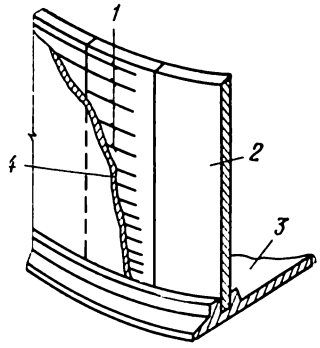


FIG. XI.2. Constitution de la paroi précontrainte d'un ouvrage cylindrique en éléments préfabriqués:
1, frettes de précontrainte; *2*, panneau du mur; *3*, fond; *4*, couche de béton projeté

les poteaux, les poutres et les panneaux de toiture, du catalogue général des éléments préfabriqués pour les bâtiments industriels à étages.

Les décanteurs verticaux (fig. XI.5) sont des réservoirs cylindriques ouverts à fond conique. L'eau clarifiée est évacuée par déver-

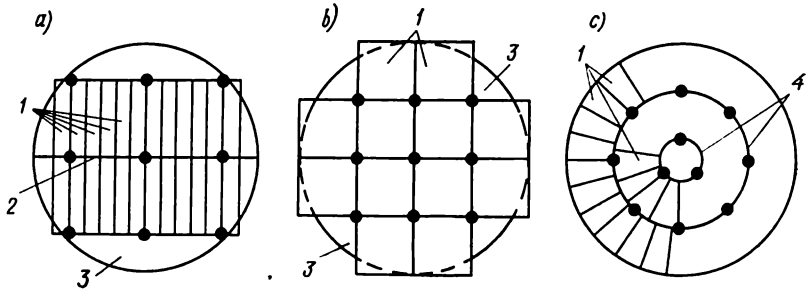


FIG. XI.3. Constitution des toitures préfabriquées des réservoirs cylindriques:
1, panneaux; *2*, poutres; *3*, parties coulées en place; *4*, poutres annulaires

sement annulaire. Une passerelle de visite est aménagée au-dessus du décanteur. Le fond conique est coulé en place. La paroi cylindrique peut être coulée en place ou préfabriquée. Elle n'est pas précontrainte, vu le volume limité de l'appareil: diamètre entre 4 et 9 mètres, hauteur de la partie cylindrique 3,6 ou 4,2 m.

Le même schéma est utilisé pour d'autres appareils: bioflocula-teurs, réservoirs à contact, capteurs de boues.

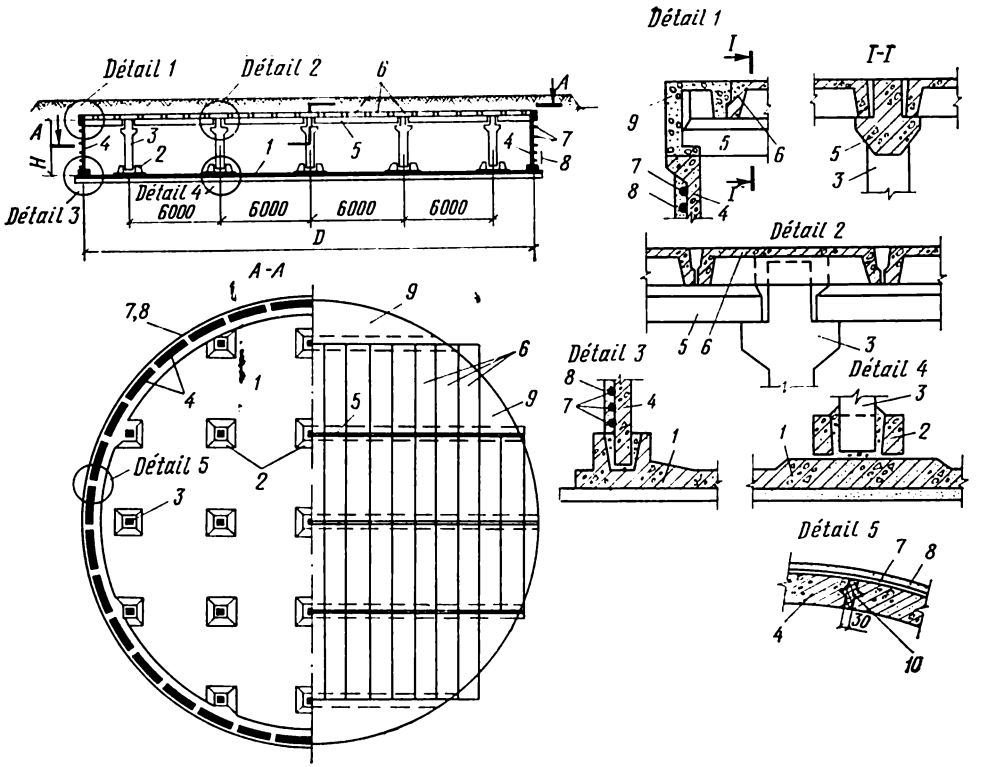


FIG. XI.4. Réservoir cylindrique en éléments préfabriqués:
1, fond coulé en place; *2*, semelle de poteau; *3*, poteau; *4*, panneau du mur; *5*, poutre; *6*, panneau de toiture; *7*, frettes de précontrainte; *8*, couche de béton projeté; *9*, parties coulées en place de la toiture; *10*, mortier de ciment

Les décanteurs radiaux sont des réservoirs ou bassins cylindriques ouverts de grand diamètre et de faible hauteur. Le fond présentant une pente douce de la périphérie vers le centre est généralement en béton coulé en place. La paroi peut être coulée en place ou préfabriquée. L'eau clarifiée est évacuée par déversement annulaire. Le schéma-type montré sur la figure XI.6 a les dimensions unifiées: diamètre entre 18 et 42 m, hauteur $H = 3$, 3,6 ou 4,2 m. Pour $H = 3{,}6$ et 4,2 m la paroi est précontrainte.

Le même schéma est adopté pour les *épaississeurs*.

Les clarificateurs-digesteurs ont un schéma analogue à celui des décanteurs verticaux, à ceci près qu'ils comportent une gaine cylindrique intérieure terminée par un fond conique et appuyé sur des montants appropriés (fig. XI.7). Les cotes unifiées sont indiquées sur la figure.

Les aérofiltres cylindriques ont un fond plat coulé en place ave cun puisard central, une paroi préfabriquée et un faux-fond à claire-voie (fig. XI.8) formé par des barreaux normalisés posés sur des poutres préfabriquées. Dimensions unifiées: diamètre 6 à 30 m, hauteur 3 ou 4,8 m.

Les digesteurs de boues sont des cylindres à toiture conique. Leur capacité peut aller jusqu'à 3000, voire 5000 m³. Fabriqués jusqu'à un temps assez récent à partir du béton armé coulé en place, ils peuvent désormais être confectionnés en éléments préfabriqués grâce à la précontrainte.

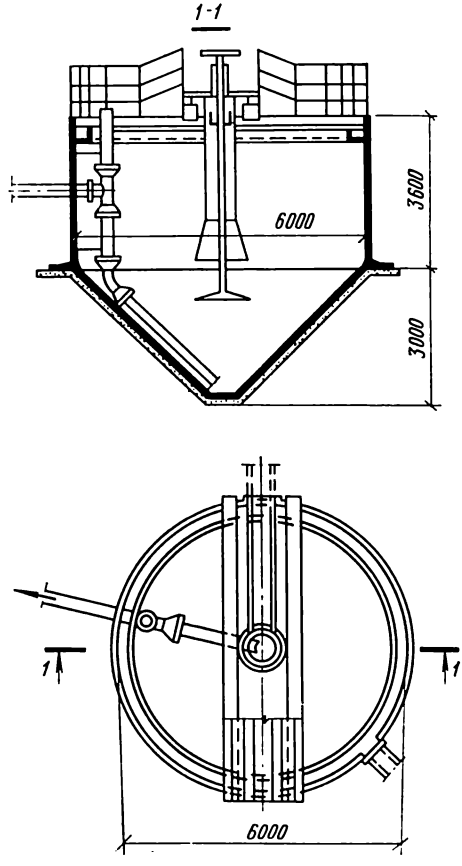


FIG. XI.5. Décanteur secondaire d'un réseau d'évacuation des eaux en béton coulé en place

La paroi coulée en place d'un réservoir cylindrique est armée avec un treillis double. L'épaisseur de la paroi ne sera jamais inférieure à 15 cm, afin d'assurer les conditions favorables de mise en place du béton. Les raccordements de la paroi avec le fond sont munis de congés qui améliorent la liaison. L'épaisseur du fond coulé en

place pour les ouvrages de tous types sera non inférieure à 12 cm dans le sol sec et à 16 cm dans le sol imprégné d'eau.

La paroi préfabriquée, comme nous l'avons déjà dit, est confectionnée à partir des panneaux verticaux engagés dans la rainure du fond dont la profondeur ne sera jamais inférieure à 1,5 fois l'épaisseur du panneau.

La hauteur H des panneaux est choisie en fonction de la hauteur de l'ouvrage. Conformément au catalogue des éléments-types pour

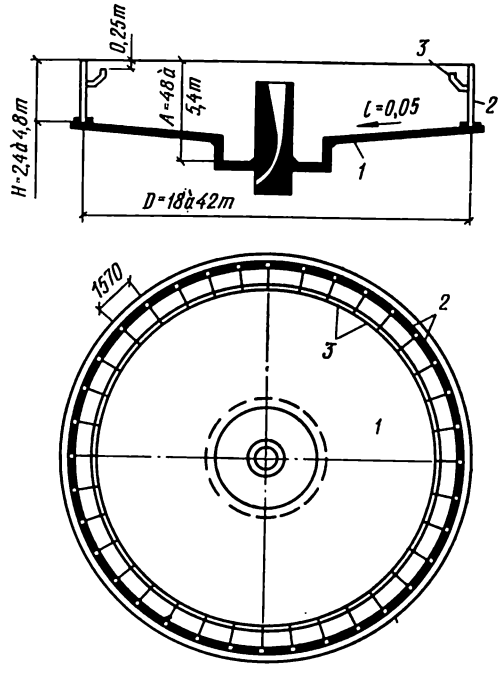


FIG. XI.6. Décanteur radial en éléments préfabriqués:
1, fond coulé en place; *2*, panneaux des murs; *3*, déversoirs

les ouvrages unifiés des réseaux de distribution et d'évacuation des eaux, on a $H = 3$ à 4,8 m (de 0,6 en 0,6 m). La largeur du panneau est prise multiple de $\pi \simeq 3{,}14$, afin que n'importe quelle paroi puisse être réalisée avec un nombre entier de panneaux : $b = \pi/2 = 1{,}57$ m, ou $b = 3/4\,\pi = 2{,}35$ m. L'épaisseur δ à donner au panneau est déterminée par le calcul à la fissuration ; les épaisseurs normalisées sont $\delta = 12$, 14 et 16 cm.

En section horizontale les panneaux peuvent avoir le profil en coquille (convexe-concave, fig. XI.9, *a*) ou plan-convexe (à surface intérieure plane et surface extérieure convexe, fig. XI.9, *b*). Les panneaux coquille nécessitent moins de béton que les panneaux plan-

convexes (surtout quand le diamètre de l'ouvrage n'est pas grand); par contre, ils sont plus difficiles à fabriquer.

Le catalogue indique pour les panneaux coquille les rayons $R = 3{,}6$ et 9 m; ils sont utilisés pour des ouvrages jusqu'à 18 m de diamètre. Quant aux panneaux plan-convexes, ils conviennent aux

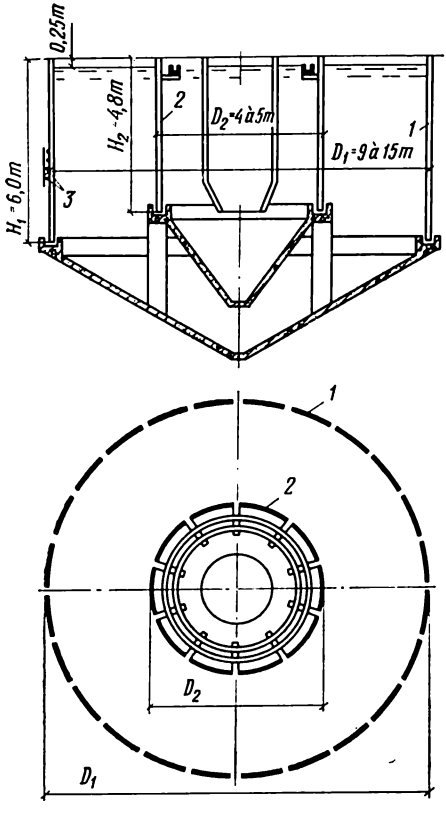


FIG. XI.7. Clarificateur-digesteur: *1*, panneaux préfabriqués de la paroi extérieure; *2*, idem, de la paroi intérieure; *3*, frettes de précontrainte

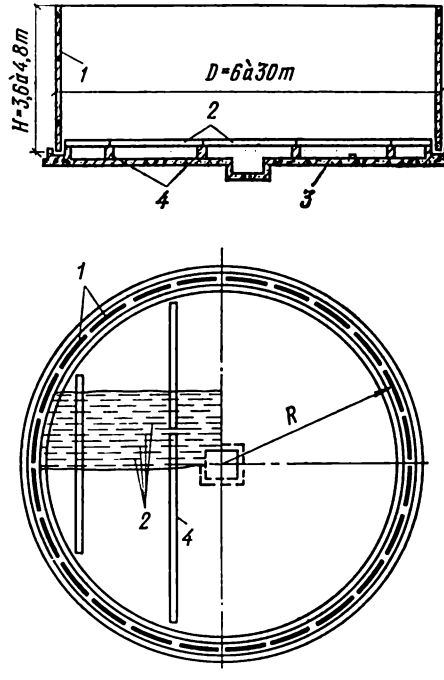


FIG. XI.8. Aérofiltre cylindrique en éléments préfabriqués: *1*, panneaux des murs préfabriqués; *2*, treillis de barreaux; *3*, fond coulé en place; *4*, poutres

ouvrages dont le diamètre varie entre 24 et 42 m (le rayon de courbure de la surface étant $R = 20$ m).

Les faces en bout verticales des panneaux des murs portent des rainures de profil triangulaire. Le scellement du joint entre panneaux avec du mortier de ciment refoulé sous pression fait naître une clavette de section en losange dans le joint, qui subit une compression au cours de la mise en tension des frettes. Un panneau de mur est montré sur la figure XI.10.

Les panneaux sont dotés de pièces scellées en acier destinées à la fixation des déversoirs annulaires (fig. XI.11) et des éléments de toiture (fig. XI.4, détail *1*).

Les panneaux des murs préfabriqués peuvent être assemblés avec le fond d'une façon rigide ou d'une façon mobile. L'assemblage rigide interdit tout déplacement radial de la paroi par rapport au fond; il est obtenu en remplissant le jeu entre les panneaux et les faces de la rainure annulaire du fond avec du béton à pierres cassées de faible granulométrie (fig. XI.12, *a*). Pour obtenir un assemblage mobile, on remplit le jeu de mastic de bitume froid qui se déforme pendant les déplacements de la paroi sans compromettre l'étanchéité du joint (fig. XI.12, *b*). L'assemblage rigide convient généralement aux réservoirs à eau, et l'assemblage mobile, aux décanteurs, clarificateurs et autres appareils incorporés dans les réseaux d'évacuation des eaux.

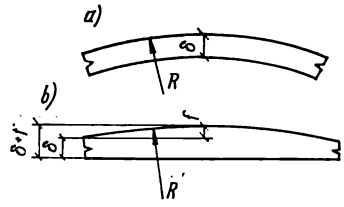


FIG. XI.9. Vue en coupe horizontale des panneaux des murs préfabriqués pour les ouvrages cylindriques

Pendant la durée des opérations de montage et d'ajustement des panneaux assemblés rigidement avec le fond, la rainure annulaire

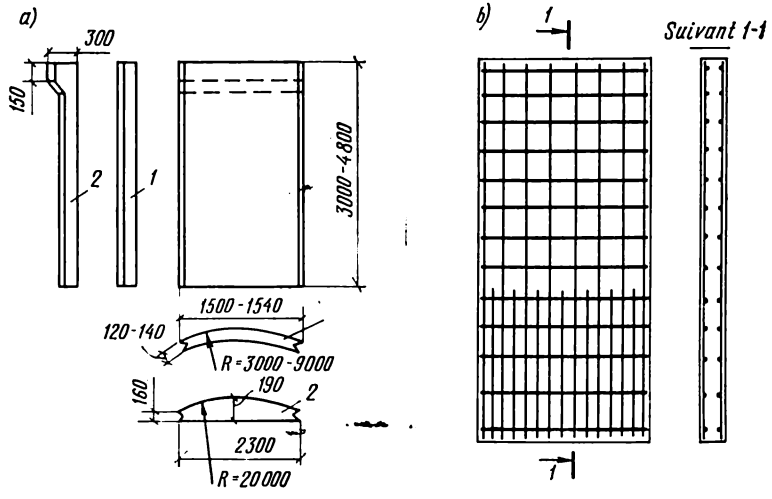


FIG. XI.10. Panneaux des murs préfabriqués pour les ouvrages cylindriques unifiés:

a, vue d'ensemble; *b*, plan de ferraillage; *1*, panneau coquille; *2*, panneau plan-convexe

sera provisoirement garnie de sable propre et sec, afin d'éviter l'encrassement des jeux; en outre, la paroi peut se déplacer alors au cours de

la mise en tension des frettes (cerces), ce qui permet d'éviter l'apparition des moments fléchissants dans la paroi précontrainte (dans le plan vertical). La mise en contrainte terminée, on enlève le sable par soufflage et l'on remplit les jeux de béton.

Les frettes en fils de haute résistance sont mises en tension avec des engins spéciaux appelés spiraleuses (fig. XI.13).

Les frettes en barres d'acier sont généralement mises en tension par les moyens électrothermiques. Chaque cerce est constituée de plusieurs barres aboutées dont chacune est munie de pièces d'extrémité courtes soudées bout à bout; une pièce d'extrémité est filetée, l'autre (lisse) est soudée sur un butoir d'ancrage particulier. Les pièces d'extrémité sont réunies dans le butoir au moyen d'écrous

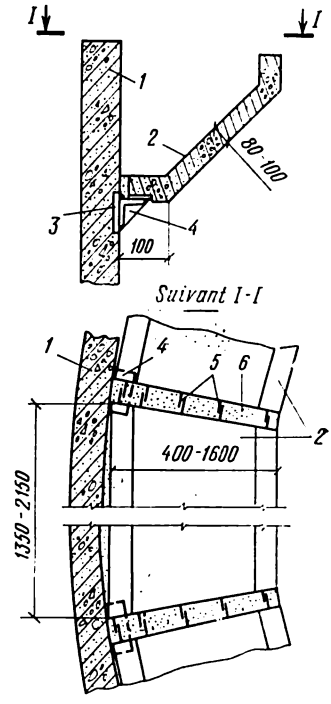


FIG. XI.11. Constitution du déversoir annulaire d'un ouvrage cylindrique:
1, panneau du mur; 2, élément préfabriqué du déversoir; 3, pièces scellées en acier; 4, tasseau; 5, aciers en attente soudés des éléments du déversoir; 6, joint scellé avec du béton aux pierres cassées de faible granulométrie

(fig. XI.14). Après avoir positionné la cerce conformément au plan de ferraillage, on rattrape le mou des barres et l'on procède au chauffage électrique. Les barres s'allongent par dilatation; des jeux appa-

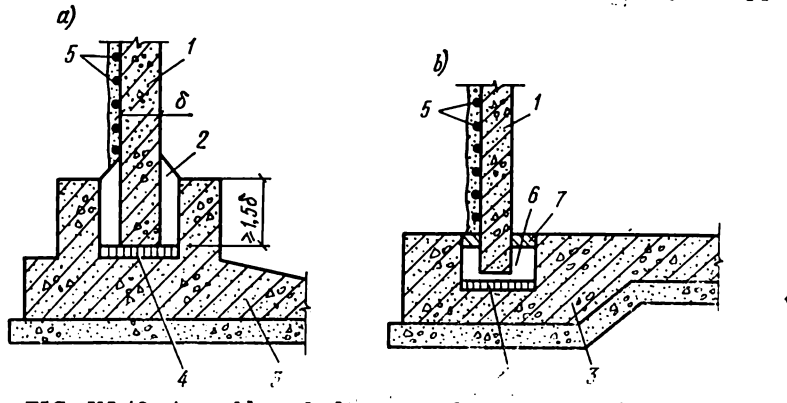


FIG. XI.12. Assemblage de la paroi cylindrique avec le fond:
a, assemblage rigide; b, assemblage mobile; 1, paroi; 2, béton aux pierres cassées de faible granulométrie; 3, fond; 4, couche de propreté en mortier; 5, frettes de précontrainte; 6, mastic de bitume; 7, mortier d'amiante-ciment

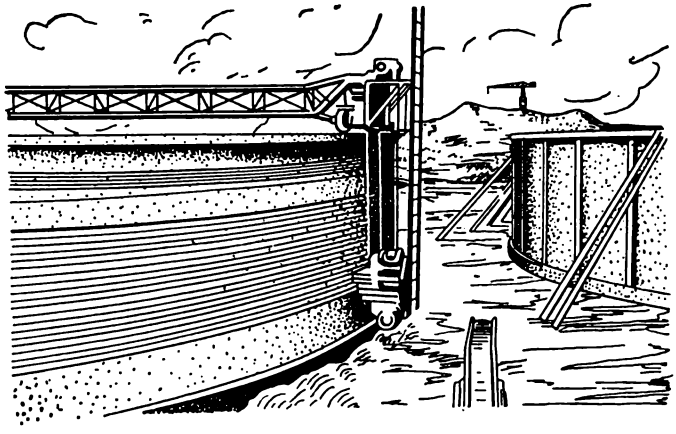


FIG. XI.13. Mise en tension des frettes en fil de haute résistance au moyen de la spiraleuse AHM-5

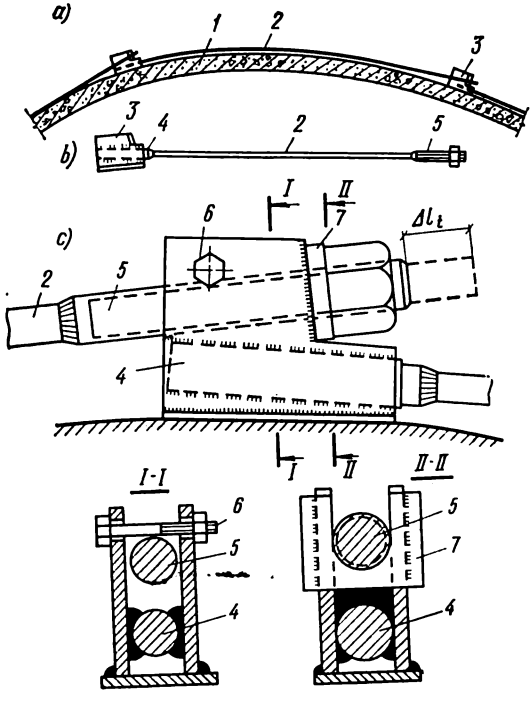


FIG. XI.14. Accessoires des barres de précontrainte mises en tension par les moyens électrothermiques:

a, mise en place des armatures de précontrainte sur la paroi cylindrique; *b*, barre isolée (élément de la cerce); *c*, butoir d'ancrage; *1*, paroi; *2*, frette de précontrainte; *3*, butoir d'ancrage; *4*, pièce d'extrémité de gros diamètre; *5*, pièce d'extrémité filetée; *6*, boulon de serrage; *7*, pièce de retenue

raissent entre les écrous et les butoirs. A cet instant on serre les écrous pour rattraper les jeux. Une fois refroidie, la cerce se trouve tendue, et la paroi, précontrainte.

Il existe d'autres procédés de frettage de la paroi cylindrique: relevage des barres par vérins au-dessus du béton (diminution du frottement), calage des cerces fermées sur la surface conique extérieure de la paroi, etc.

Pour un réservoir de faible volume, on peut mettre en tension les armatures (frettes) par les moyens mécaniques (fig. XI.15). La cerce est constituée de plusieurs barres munies de pièces d'extrémité soudées et filetées; ces pièces d'extrémité sont assemblées sur des montants métalliques verticaux et mises en tension par serrage des écrous avec une clé dynamométrique ou des vérins. Avant de procéder à la mise en tension des frettes, on attend que le mortier injecté dans les joints verticaux devienne suffisamment dur (70% au minimum de sa résistance nominale).

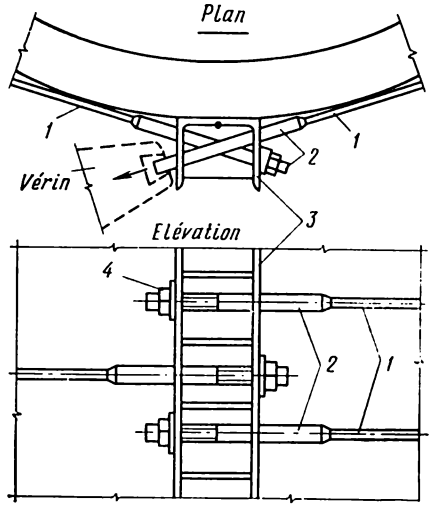


FIG. XI. 15. Mise en tension des frettes par les moyens mécaniques:
1, frettes de précontrainte; *2*, pièce d'extrémité filetée fixée par soudure; *3*, montant; *4*, écrou

L'écartement des cerces peut varier largement, entre 15 ou 20 cm et 10 mm (cerces en fils d'acier).

Les frettes mises en tension sont protégées contre la corrosion par quelques couches d'enrobage en béton projeté; l'épaisseur d'enrobage totale (mesurée à partir de la génératrice extérieure de la barre d'armature) est égale à 25 mm. La première couche d'enrobage est appliquée immédiatement après la mise en tension des frettes, et les autres, après la mise en eau, afin d'éviter la fissuration du béton projeté pendant les mises en eau ultérieures. La projection du béton ou l'application de l'enduit sur la surface intérieure de la paroi cylindrique est faite avant la mise en tension, afin de communiquer la précontrainte à la couche intérieure.

En ce qui concerne le fond, sa résistance à la fissuration peut aussi être accrue par la mise en tension des armatures annulaires. Si la jonction fond-paroi est réalisée de la façon montrée sur la figure XI.16, le fond sera mis en précontrainte par les spires inférieures des frettes de la paroi. Cette solution convient aux réservoirs destinés au stockage du mazout et des hydrocarbures légers. Pour diminuer le frottement entre le fond et la couche de propreté en béton pendant

la mise en précontrainte, on interpose une couche de sable. Deux couches de carton-feutre imprégné doivent être posées sur le lit de sable, afin d'éviter toute fuite de coulis de ciment pendant la coulée du fond.

A mesure que les structures préfabriquées en béton armé deviennent plus courantes, elles font l'objet de perfectionnements nouveaux. Une nouvelle gamme d'éléments-types pour les réservoirs dans les réseaux de distribution et d'évacuation des eaux est à l'étude; elle prévoit l'usage des panneaux des murs du type coquille pour un seul diamètre de l'ouvrage (réservoir cylindrique) $D = 4{,}5$ à 9 m (rayon de la surface courbe $R = 3$ m); si l'ouvrage est plus grand, on utilisera des panneaux plan-convexes de $R = 7{,}5$ m pour $D = 9$ à 18 m et de $R = 15$ m pour $D = 24$ à 50 m. La largeur du panneau est $b = 1{,}5$ m pour $D \leqslant 18$ m et $b = 2$ m pour $D > 18$ m. Les panneaux sont assemblés entre eux par soudage des pièces scellées, puis le joint est injecté avec du mortier de ciment et de sable de classe M 300. Les panneaux coquille sont rigidement assemblés avec le fond; l'assemblage des panneaux plan-convexes est mobile, obtenu grâce à l'utilisation de la pâte d'obturation au thiocol ou du bitume.

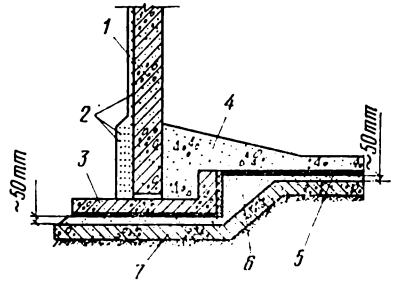


FIG. XI. 16. Mise en tension du fond par les frettes de précontrainte de la paroi :

1, panneau du mur; *2*, frette; *3*, élément préfabriqué du fond; *4*, fond coulé en place; *5*, carton feutre imprégné; *6*, sable; *7*, couche de propreté en béton

§ XI.3. CALCUL DES RÉSERVOIRS CYLINDRIQUES

Les parois des réservoirs cylindriques subissent la pression hydrostatique du liquide qui, on le sait, croît de façon linéaire avec la profondeur (fig. XI.17, *a*).

La pression caractéristique du liquide p^c à la profondeur h comptée à partir de sa surface est égale à

$$p^c = \gamma h, \tag{XI.1}$$

où γ est la masse volumique du liquide.

Le coefficient de surcharge pour la pression hydrostatique du liquide est $n = 1{,}1$, aussi la pression de calcul est-elle $p = 1{,}1\ \gamma h$.

On a pour l'eau $\gamma = 1$, donc

$$p = 1{,}1\ h. \tag{XI.2}$$

La pression intérieure uniformément répartie sur la paroi fait naître une traction axiale dans cette dernière. On détermine sans

difficulté l'effort de traction annulaire dans la paroi T_0 en coupant par la pensée la section horizontale d'un cylindre de rayon r rempli de liquide suivant sa ligne de diamètre (fig. XI.17, *b*). La résultante de la pression hydrostatique $p \cdot 2r$ est équilibrée par les efforts dans la paroi $2T_0$, d'où

$$T_0 = pr = 1{,}1\, hr. \qquad \text{(XI.3)}$$

Ainsi donc, abstraction faite de la liaison paroi-fond, les efforts de traction annulaires T_0 croissent de façon linéaire avec la pression hydrostatique. La paroi se déforme dans le sens radial d'autant plus fortement que les efforts annulaires sont plus élevés (fig. XI.18, *a*). En cas d'assemblage rigide de la paroi avec le fond les déformations de la paroi sont gênées dans ses parties adjacentes au fond et pratiquement inexistantes au niveau du fond, car ce dernier est inextensible. On voit donc la paroi s'incurver (fig. XI.18, *b*) et un moment fléchissant M et un effort tranchant (poussée) Q se produire suivant la génératrice du cylindre (dans le plan de la section méridienne). Les sollicitations M et Q prennent leurs valeurs maximales sur le contour (près du fond) et s'évanouissent rapidement avec la hauteur.

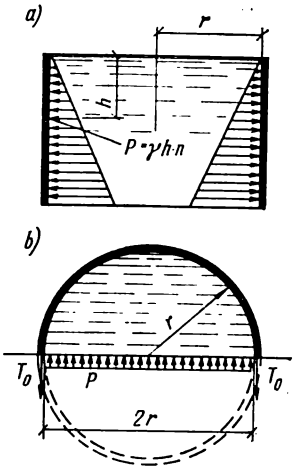


FIG. XI.17. Pour la détermination des efforts de traction annulaires dans la paroi cylindrique

Le diagramme de T_0 est semblable à celui de la pression hydrostatique: autrement dit, il a la forme d'un triangle d'ordonnée nulle

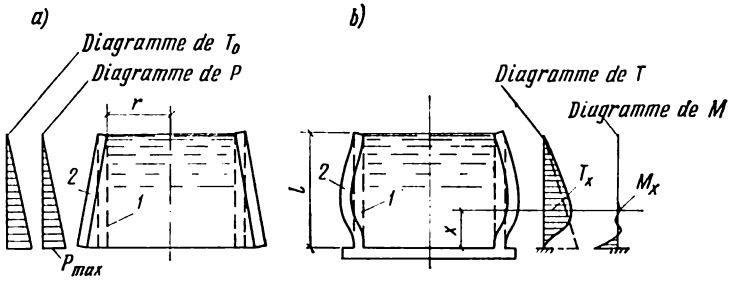


FIG. XI.18. Efforts et déplacements engendrés par la pression hydrostatique intérieure dans les parois des réservoirs cylindriques ouverts:
1, état initial; *2*, état déformé

en haut et d'ordonnée maximale près du fond. Quand la paroi est rigidement assemblée avec le fond, le diagramme des efforts annulaires T est incurvé et présente des valeurs nulles en haut et en bas (fig. XI.18, *b*).

La paroi est un voile mince cylindrique fermé symétrique par rapport à son axe. Une bande verticale de largeur $b = 1$ découpée dans ce voile mince peut être assimilée à une poutre encastrée en bas et sollicitée suivant toute sa longueur par des forces élastiques : ce sont les composantes radiales des efforts annulaires T (fig. XI.19). La flèche de cette bande est proportionnelle à la réaction élastique, ce qui permet de considérer la bande comme une poutre reposant sur un sol élastique caractérisé par un module de réaction unique.

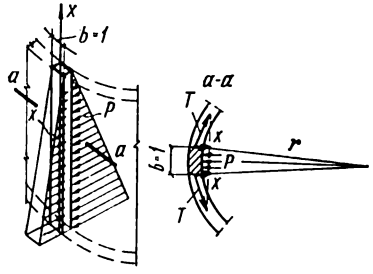


FIG. XI.19. Pour le calcul de la paroi cylindrique

Les formules pour le calcul se laissent déduire de l'équation différentielle de flexion de la poutre reposant sur un sol élastique en se donnant des conditions aux limites correspondantes. L'effort de traction annulaire T dans une section quelconque de la paroi située à une distance x du fond est égal à

$$T = T_0 - p_{\max} r\,[\eta_1 + \eta_2\,(1 - s/l)], \qquad \text{(XI.4)}$$

où T_0 est l'effort annulaire dans la section considérée calculé d'après la formule (XI.3), c'est-à-dire sans tenir compte de la liaison entre le fond et la paroi ; r, le rayon de l'ouvrage ; l, la hauteur de la paroi ; $p_{\max}$, la pression hydrostatique au point le plus bas de la paroi ; s, la raideur caractéristique de la paroi :

$$s = 0{,}76\sqrt{r\delta}, \qquad \text{(XI.5)}$$

où δ est l'épaisseur de la paroi ; η_1 et η_2, les coefficients intervenant dans le calcul d'une poutre reposant sur un sol élastique :

$$\eta_1 = e^{-\varphi}\cos\varphi; \quad \eta_2 = e^{-\varphi}\sin\varphi.$$

On trouve dans le Tableau XI.1 les valeurs de ces coefficients en fonction du paramètre $\varphi = x/s$, où x est la distance qui sépare le fond de la section considérée.

L'épaisseur de la paroi peut être à priori prise égale à

$$\delta \approx 0{,}5\,rl \geqslant (12 \text{ à } 15). \qquad \text{(XI.6)}$$

Les valeurs de r et de l sont exprimées en mètres ; la formule donne δ en centimètres.

Le moment fléchissant dans la paroi est maximal au niveau du fond :

$$M = \frac{p_{\max}}{2}\,s^2\,(1 - s/l). \qquad \text{(XI.7)}$$

En cas d'assemblage mobile de la paroi avec le fond (la rainure annulaire étant garnie de mastic de bitume), les déplacements ra-

diaux de la paroi sont empêchés par la force de frottement Q_{fr} qui agit à la base de la paroi :

$$Q_{fr} = Nf, \qquad \text{(XI.8)}$$

où N est l'effort normal exprimé en kgf/m (N/m) et f le coefficient de frottement pris égal à 0,5.

TABLEAU XI.1

Coefficients η_1 et η_2

φ	0	0,1	0,3	0,5	0,8	1	1,2	1,4
η_1	1	0,9004	0,7078	0,5323	0,313	0,1988	0,1092	0,0419
η_2	0	0,0903	0,2189	0,2908	0,3223	0,3096	0,2807	0,243

SUITE DU TABLEAU XI.1

φ		1,6	1,8	2	2,2	2,7	3	3,5
η_1		—0,0059	—0,0376	—0,0564	—0,0652	—0,0608	—0,0493	—0,0283
η_2		0,2018	0,161	0,1231	0,0896	0,0287	0,007	0,0106

SUITE DU TABLEAU XI.1

φ		4	4,5	5	6	7
η_1		—0,012	—0,0024	0,002	0,0024	0,0007
η_2		0,0139	0,0109	—0,0065	—0,0007	—0,0006

Dans un ouvrage ouvert la force de frottement est due uniquement au poids de la paroi, et dans un ouvrage couvert elle est produite aussi par le poids de la toiture et du remblai (considéré dans une bande d'influence correspondante). En calculant la force de frottement, deux cas sont à distinguer :

1° le remblai est inexistant (cas de l'épreuve hydraulique de l'ouvrage) ;

2° le remblai est en place (cas de travail normal de l'ouvrage).

Les efforts de traction annulaires dans la paroi sont

$$T = T_0 - \frac{2r}{s} Q_{fr} \eta_1. \qquad \text{(XI.9)}$$

Si l'on obtient d'après (XI.8)

$$Q_{fr} > p_{max} s/2,$$

il convient de poser [1]) dans (XI.9)

$$Q_{fr} = p_{max} s/2. \qquad \text{(XI.10)}$$

Le moment maximal dû à Q_{fr} se définit comme suit:

$$M = Q_{fr} s \eta_2. \qquad \text{(XI.11)}$$

Ce moment agit dans la section dont la distance au fond est

$$x = 0{,}6 \sqrt{r\delta}. \qquad \text{(XI.12)}$$

Dans un ouvrage de faible contenance (non supérieure à 100 m^3), on peut chercher les efforts de traction annulaires dans la paroi sans tenir compte de sa liaison avec le fond, c'est-à-dire en appliquant la formule (XI.3).

Les formules citées pour le calcul des efforts de traction annulaires et des moments fléchissants dans la paroi cylindrique provoqués par la pression hydrostatique intérieure caractérisent l'état de contrainte en service s'il s'agit d'un ouvrage de surface. Pour un ouvrage souterrain, elles sont applicables à l'épreuve hydraulique de l'ouvrage (absence de remblai).

Le remblai fait naître des efforts de compression annulaires dans la paroi. On omet cependant de les calculer, car, lorsque l'ouvrage est rempli de liquide, ils ont pour effet d'atténuer les efforts de traction annulaires, et quand le réservoir est vide, ils sont repris par le béton de la paroi.

L'ouvrage étant sans liquide, le remblai n'intervient que dans le calcul du moment fléchissant dans le plan méridien et de la section à donner aux armatures verticales correspondantes. La poussée latérale du sol, de même que la pression de l'eau, croît de façon linéaire avec la profondeur. A une profondeur h au-dessous de la surface du sol, la pression de calcul du sol est égale à

$$p_s = \gamma_s hkn, \qquad \text{(XI.13)}$$

---

[1]) Cette restriction tient à ce que la formule (XI.9) donne $T = 0$ pour $Q_{fr} = \frac{p_{max} s}{2}$ au niveau du fond. Par contre, si $Q_{fr} > \frac{p_{max} s}{2}$, l'effort T change de signe: on a alors une compression au lieu de la traction, ce qui est évidemment absurde.

où γ_s est la masse volumique du sol ; n, le coefficient de surcharge (égal à 1,2 pour le sol de remblai) ; k, un coefficient qui tient compte de la cohérence du sol,

$$k = \mathrm{tg}^2\,(45° - \varphi/2) \qquad \text{(XI.14)}$$

(φ est l'angle de frottement interne).

Au lieu de la surcharge exercée en surface du sol p_{surf} (de 1 à 2,5 tf/m², ou de 10 à 25 kN/m²), on introduit une épaisseur de sol équivalente $h_{surf} = p_{surf}/\gamma_s$. Si la distance du sol (compte tenu de

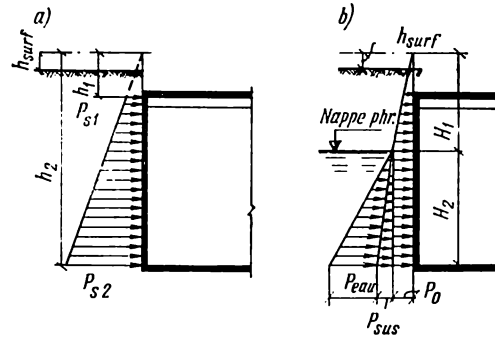


FIG. XI.20. Pression du sol sur un ouvrage souterrain

h_{surf}) à la tranche supérieure de la paroi est h_1, et à sa tranche inférieure, h_2 (fig. XI.20, *a*), la poussée latérale du sol est en haut de la paroi

$$p_{s1} = \gamma_s h_1 k n$$

et au bas de la paroi

$$p_{s2} = \gamma_s h_2 k n.$$

La paroi étant rigidement assemblée avec le fond, cette poussée fait naître un moment maximal

$$M_s = \frac{p_{s2} s^2}{2}\left[1 - \frac{\left(1 - \frac{p_{s1}}{p_{s2}}\right) s}{l}\right]. \qquad \text{(XI.15)}$$

Si l'ouvrage rencontre la nappe phréatique, la poussée latérale exercée sur la paroi au niveau du fond se compose (fig. XI.20, *b*) de la pression p_0 de la couche du sol de hauteur H_1 (entre la nappe et le sol), de la pression p_{sus} des particules du sol imbibé d'eau (dans les limites de la hauteur H_2) et de la pression de l'eau p_{eau} :

$$p_0 = \gamma_s H_1 n k; \qquad \text{(XI.16)}$$

$$p_{sus} = \gamma_{sus} H_2 n k, \qquad \text{(XI.17)}$$

où γ_{sus} est la masse volumique du sol en suspension dans l'eau,

$$\gamma_{sus} = (\gamma' - \gamma_{eau})\,(1 - m).$$

où γ_s' est la masse volumique des particules du sol; γ_{eau}, la masse volumique de l'eau (égale à 1); m, la porosité du sol en fractions d'unité;

$$p_{eau} = \gamma_{eau} n H_2 = 1{,}1 H_2 \text{ tf/m}^2 \ (11 H_2 \text{kN/m}^2); \qquad \text{(XI.18)}$$

$$p_{s2} = p_0 + p_{sus} + p_{eau}. \qquad \text{(XI.19)}$$

Les valeurs de γ_s', m, φ sont déterminées pendant la reconnaissance du sol de fondation. Pour un terrain sablonneux on peut poser approximativement $\gamma_s = 1{,}8$ t/m^3; $\gamma_{sus} = 1{,}1$ t/m^3 (avec $\gamma_s' = 2{,}7$ t/m^3 et $m = 0{,}35$); $\varphi = 40°$.

La résultante de la pression ascendante des eaux souterraines sur le fond de surface F_f est égale à

$$P^c = \gamma_{eau} H_2 F_f = H_2 F_f. \qquad \text{(XI.20)}$$

Le poids de l'ouvrage sans eau G^c (tenant compte du remblai sur la toiture), affecté d'un coefficient $n = 0{,}9$, doit être supérieur à la résultante de la pression ascendante affectée d'un coefficient de surcharge $n = 1{,}1$:

$$0{,}9 G^c \geqslant 1{,}1 P^c. \qquad \text{(XI.21)}$$

On a déjà vu dans le § XI.1 que cette condition ne peut être respectée pour certains ouvrages sans toit. De ce fait, l'ouvrage doit être rempli d'eau en permanence pendant la période où la nappe phréatique est située près du sol.

Les efforts de traction annulaires dans la paroi du réservoir cylindrique sont calculés pour les sections échelonnées de 1 m (ou de 0,5 m) dans le sens de la hauteur. Pour chaque ceinture haute de 1 m, en partant de la valeur maximale de calcul de l'effort annulaire (légèrement majorée), on détermine la section à donner aux armatures (frettes):

$$F_a = T/R_a. \qquad \text{(XI.22)}$$

D'après cette section, on choisit le nombre nécessaire de barres pour 1 m de la hauteur de la paroi (dans la ceinture considérée).

Si la paroi est fabriquée en béton non précontraint coulé en place, les frettes sont posées des deux côtés en respectant l'épaisseur d'enrobage nécessaire.

Si la paroi est précontrainte, les frettes font office d'armatures de précontrainte et se situent du côté extérieur.

Le calcul à la formation des fissures ou à leur ouverture est effectué pour la ceinture la plus sollicitée, conformément aux prescriptions citées dans le chapitre V. On ne doit pas oublier que l'effort de traction T est une charge de longue durée.

Les parois précontraintes [1]) doivent satisfaire aux conditions de résistance à la fissuration de première catégorie. La condition

[1]) Si les frettes de précontrainte sont fabriquées en acier de classe A-IV ou des classes supérieures.

de fissuration de la paroi sous l'effort annulaire de calcul T s'écrit

$$T \leqslant N_f,$$

où N_f est l'effort reporté par la paroi au moment de la fissuration. Si la paroi est coulée en place, on calcule N_f d'après la formule (V.27). Pour une paroi préfabriquée, on cherchera N_f sans tenir compte des frettes sans précontrainte (c'est-à-dire des armatures horizontales des panneaux) interrompues aux joints, ni de la contribution du mortier de scellement des joints. La formule s'écrit alors comme suit :

$$T \leqslant N_0, \quad \text{ou} \quad T \leqslant m_{mt}\sigma_0 F_{pc}, \qquad \text{(XI.23)}$$

où N_0 est la force de précontrainte ; σ_0, la précontrainte dans les frettes de précontrainte après déduction de toutes les pertes ; F_{pc}, la section des armatures de précontrainte ; m_{mt}, le coefficient de précision de la mise en tension égal à 0,9.

Si le pourcentage des armatures n'est pas élevé, $\mu = F_{pc}/F_b < < 0{,}25$ %, les valeurs retenues de F_{pc} et de σ_0 doivent être vérifiées en outre en s'assurant qu'il se produit dans la paroi du réservoir plein (sans remblai) des compressions non inférieures à 8 kgf/cm² (0,8 MPa).

Pour obtenir la formule de calcul, divisons les deux membres de (XI.23) par $F_b = 100\delta$ cm² :

$$\sigma_b = m_{mt}\sigma_0\mu \geqslant 8 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (0,8 MPa)}.$$

Une paroi sans précontrainte munie de frettes en acier des classes A-I, A-II, A-III doit satisfaire aux conditions de résistance à la fissuration de 3e catégorie.

L'ouverture des fissures produites par l'effort annulaire dû à la charge caractéristique $T^c = T/1{,}1$ ne doit pas dépasser 0,1 mm ($a_{f.\,1d} \leqslant 0{,}1$ mm).

La méthode de détermination de a_f pour les pièces simplement tendues a été donnée dans le chapitre V.

Les armatures verticales de la paroi sont calculées pour résister au moment fléchissant maximal. Les armatures situées du côté intérieur reportent les efforts de traction engendrés par le moment M de la pression intérieure du liquide (en l'absence du remblai), et les armatures situées du côté extérieur, les efforts de traction produits par le moment M_s du remblai (le réservoir étant vide).

On cherche la section à donner aux armatures en considérant une section rectangulaire de largeur $b = 100$ cm. Le plan de ferraillage de la paroi coulée en place est représenté sur la figure XI.21.

Dans les panneaux préfabriqués les armatures verticales doivent en outre résister à la flexion du panneau pendant son transport et montage. Si les armatures verticales du panneau préfabriqué calcu-

lées pour les sollicitations de montage s'avèrent insuffisantes pour résister au moment fléchissant en service, on prévoit un treillis supplémentaire dans la partie basse du panneau (fig. XI.10, *b*).

Afin d'améliorer la résistance à la fissuration des panneaux de hauteur considérable pendant le transport et le montage, on prévoit des barres longitudinales supplémentaires précontraintes.

Le fond d'un réservoir cylindrique est une dalle (radier) plane ou conique reposant sur un sol élastique et rigidement assemblée ou articulée avec la paroi suivant le pourtour.

Si la pression ascendante des eaux souterraines n'est pas à craindre, le poids propre du fond et le poids du liquide se trouvent équilibrés par la réaction correspondante du sol. On voit des moments fléchissants se manifester dans les parties du fond adjacentes à la paroi cylindrique et aux semelles des poteaux.

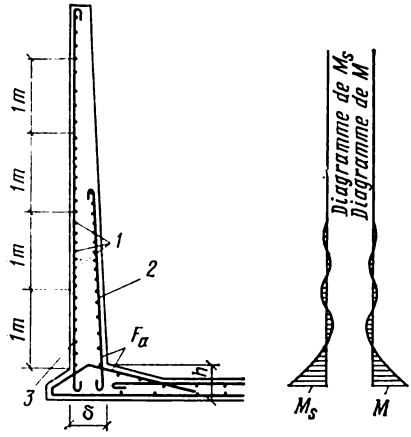


FIG. XI.21. Ferraillage de la paroi d'un ouvrage cylindrique coulé en place:

1, frettes calculées pour résister à l'effort *T*; *2*, armatures verticales calculées pour résister à *M* provenant de la pression du liquide; *3*, armatures verticales calculées pour résister à M_s dû à la pression du sol

Les formules citées plus haut pour la détermination des calculs dans la paroi cylindrique ont été déduites en supposant que la paroi est encastrée (ou fixée de façon mobile) dans le fond. Or, en réalité, la paroi, l'anneau d'assise prévu à la jonction de la paroi avec le fond et le fond se déforment ensemble, si bien qu'on est obligé de les considérer ensemble en déterminant les efforts dans les éléments isolés (fig. XI.22). Il en est de même pour le travail du fond avec les semelles individuelles des poteaux. Puisque le calcul précis est assez délicat dans le cas considéré, on utilise en pratique des méthodes approchées. Par exemple, en étudiant la jonction paroi-fond, on envisage seulement le travail en commun de l'anneau d'assise et du fond sous les efforts *N* et *M* transmis sur l'anneau par la paroi (fig. XI.23, *a*), le fond étant assimilé à une poutre de forte longueur, de largeur 1, reposant sur un sol élastique et limitée par deux sections parallèles au diamètre. Les mêmes efforts sont pris en considération en étudiant la jonction du fond avec les semelles des poteaux (fig. XI.23, *b*).

La partie découpée de l'anneau d'assise (partie renforcée du fond sous la semelle du poteau) représente généralement une poutre rigide. Par poutre de forte longueur reposant sur un sol élastique, on entend une poutre présentant un rapport $l/s \geqslant 3$, et par poutre rigide, une poutre présentant un rapport $l_1/s_1 \leqslant 0{,}75$, où l (l_1)

est la longueur de la poutre et s (s_1) la raideur caractéristique [1]):

$$s = \sqrt[4]{\frac{4EJ}{bc}},$$

où E est le module d'élasticité du matériau ; J, le moment d'inertie de la section ; b, la largeur de section (égale à 1 dans le cas considéré) ; c, le module de réaction du sol qui varie entre 1 et 3 kgf/cm³ pour les sols peu denses et entre 3 et 8 kgf/cm³ pour les sols de densité moyenne.

On calcule les efforts M_1 et Q_1 à la jonction de deux parties du fond en annulant leurs déplacements relatifs. On obtient ainsi des équations canoniques ordinaires

$$a_{11}M_1 + a_{12}Q_1 + a_{1P} = 0,$$
$$a_{21}M_1 + a_{22}Q_1 + a_{2P} = 0.$$

Les déplacements d'une poutre de forte longueur (multipliés par EJ) provenant du moment $M_1 = 1$ appliqué à son extrémité comprennent un angle de rotation $a_{11}^{fl} = s$ et un affaissement $a_{21}^{fl} = -s^2/2$, et ceux provenant de la force $Q_1 = 1$ appliquée à son extrémité sont un angle de rotation $a_{12}^{fl} = a_{21}^{fl}$ et un affaissement $a_{22}^{fl} = s^3/2$. On a des déplacements analogues pour une poutre rigide $a_{11}^{r} = 3s_1^4/l_1^3$, $a_{12}^{r} = a_{21}^{r} = -1{,}5s_1^4/l_1^2$, $a_{22}^{r} = s_1^4/l_1$. Les déplacements totaux sont $a_{11} = a_{11}^{fl} + a_{11}^{r}$, $a_{12} = a_{21} = a_{12}^{fl} + a_{12}^{r}$, $a_{22} = a_{22}^{fl} + a_{22}^{r}$.

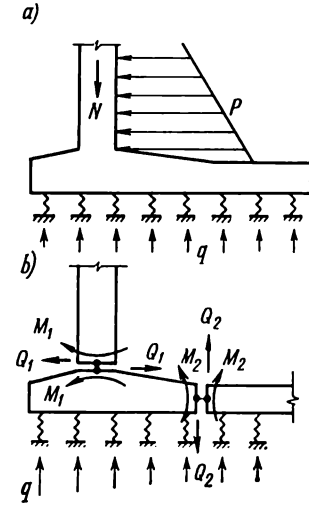


FIG. XI.22. Schéma des efforts dans la jonction de la paroi, du fond et de l'anneau d'assise: a, système défini ; b, système fondamental ; p, pression de l'eau ; N, pression de la paroi sur la jonction ; q, réaction du sol ; M_1, Q_1, moment fléchissant et effort tranchant dans la paroi au niveau de la jonction ; M_2, Q_2, idem, dans le fond

Les termes de la charge provenant du moment M et de la force N appliqués sur l'anneau d'assise (fig. IX.23, a) sont $a_{1P} = -M \times 3s_1^3/l_1^2$, $a_{2P} = -M \times 1{,}5s_1^4/l_1^2 - N/l_1 \times s_1^4/4$.

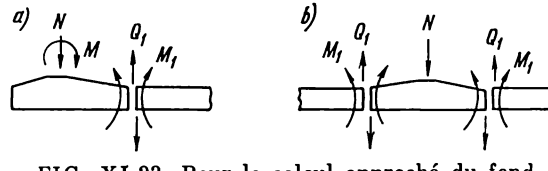


FIG. XI.23. Pour le calcul approché du fond

[1]) La raideur caractéristique de la paroi cylindrique indiquée ci-dessus (formule XI.5) est déduite de l'expression $s = \sqrt[4]{\frac{4EJ}{bc}}$ en mettant $c = \frac{E\delta}{r^2}$ et $J = \frac{b\delta^3}{12}$.

A la jonction du fond avec la semelle de poteau (fig. IX.23, *b*), en vertu de la symétrie, l'angle de rotation est $a_{1P} = 0$ et l'affaissement (produit par $N - 2Q_1$) est égal à

$$a_{2P} = \frac{(N - 2Q_1)\,EJ}{l_1 bc}.$$

Les armatures du fond sont disposées contre les surfaces supérieure et inférieure. Aux endroits où le fond rencontre la paroi (ou les anneaux d'assise), l'armature est calculée pour résister au moment correspondant. Dans les autres parties du fond les armatures supérieure et inférieure sont dimensionnées conformément aux considérations constructives: elles ont un diamètre de 8 à 10 mm et sont espacées de 15 à 20 cm dans les deux directions.

Le fond plat exposé à la pression ascendante des eaux souterraines subit une pression de calcul uniformément répartie sur toute sa surface (dirigée de bas en haut)

$$p = 1{,}1 H_2 \text{ tf/m}^2 \ (\text{kN/m}^2).$$

Pour déterminer les moments fléchissants produits par cette pression dans le fond, on peut assimiler approximativement ce dernier à la dalle d'un plancher-champignon renversé appuyé sur des poteaux intérieurs; les semelles jouent le rôle de chapiteaux.

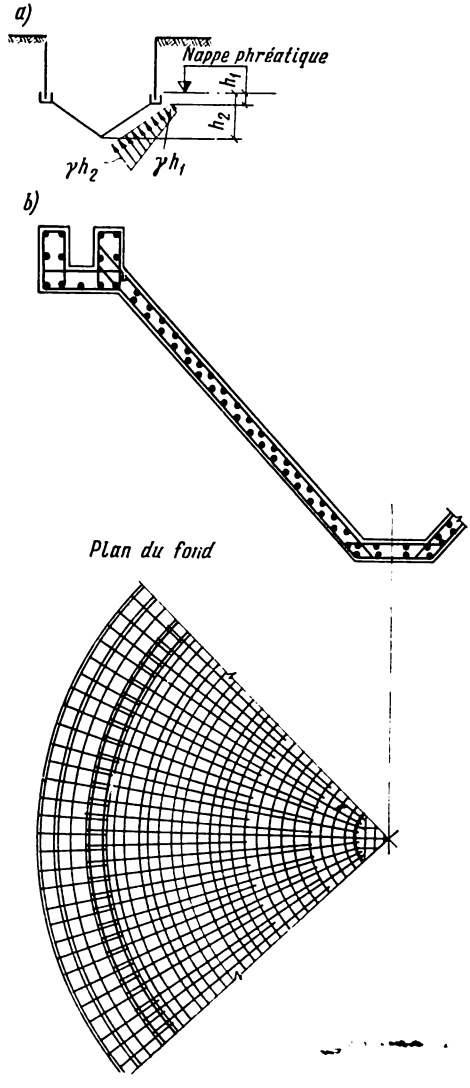


FIG. XI.24. Fond conique

Le fond conique sollicité par la pression ascendante, qui croît de façon linéaire de l'anneau d'assise vers le sommet (fig. XI.24, *a*), subit essentiellement des compressions [1]). Les armatures radiales

[1]) Les efforts méridiens et annulaires sont cherchés comme pour un voile mince conique de révolution.

et les frettes du fond sont posées des deux côtés (fig. XI.24, *b*); elles sont constituées généralement de barres de classe A-II, de 10 mm de diamètre, espacées d'environ 15 cm.

Les pièces constitutives de la toiture — panneaux et poutres — sont à calculer par la méthode exposée dans le Chapitre X. Les poteaux intérieurs sont calculés à la compression d'après les formules du Chapitre IV.

Quelques exemples de calcul des structures des réservoirs cylindriques seront étudiés dans le Chapitre XII.

§ XI.4. CONCEPTION DES RÉSERVOIRS RECTANGULAIRES EN BÉTON ARMÉ

Parmi les réservoirs rectangulaires, on compte des réservoirs à eau, des décanteurs de types variés, des clarificateurs, des bassins de boues activées, des mélangeurs, des pièges à pétrole, des dessableurs, des filtres, des épaississeurs de boues... La plupart de ces

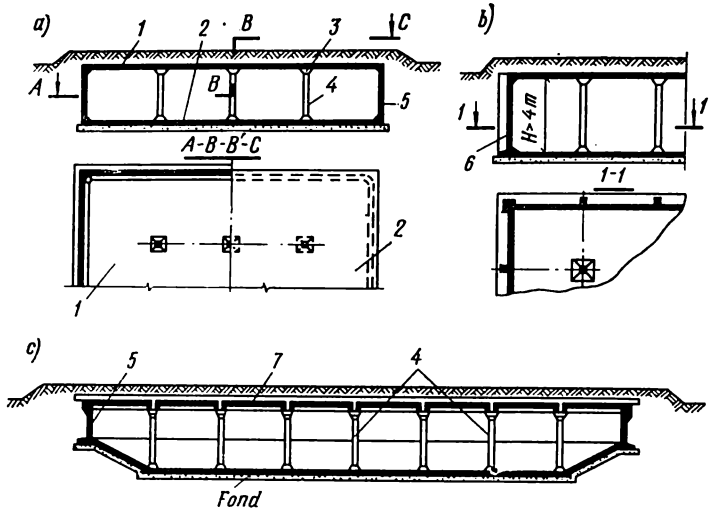


FIG. XI.25. Schémas des réservoirs rectangulaires:
1, dalle du plancher-champignon; *2*, dalle (radier) du fond; *3*, chapiteau; *4*, poteau; *5*, paroi; *6*, paroi nervurée; *7*, panneaux préfabriqués de la toiture

ouvrages sont ouverts, à l'exception des réservoirs à eau et de quelques types de décanteurs et de filtres qui possèdent une toiture. Le béton préfabriqué est utilisé dans les murs, les poteaux, la toiture, les déversoirs; quant au fond, il est très généralement coulé en place.

Les réservoirs à eau ont le fond plat et la toiture reposant sur des poteaux intérieurs. Ces derniers sont disposés le plus souvent suivant un quadrillage de 4 × 4 à 6 × 6 m. Si la hauteur de la

paroi du réservoir rectangulaire en béton coulé en place ne dépasse pas 4 m (fig. XI.25, *a*), la paroi est unie et encastrée dans la toiture et le fond au moyen de congés armés dans les angles. Si la paroi est plus haute, elle est dotée de nervures tournées vers l'extérieur (fig. XI.25, *b*). Le fond peut être relevé aux bords, afin de diminuer la hauteur de la paroi (fig. XI.25, *c*). La toiture coulée en place est généralement du type champignon.

La contenance des réservoirs rectangulaires normalisés à eau (fig. XI.26) varie entre 50 et 20 000 m³. Leurs cotes d'implantation sont multiples du module 6 m, la hauteur égale à 4,8 m (à 3,6 m si la contenance ne dépasse pas 500 m³).

Les cotes d'implantation du réservoir, choisies en fonction de la contenance, sont les suivantes:

Contenance du réservoir, m³	50	100	250	500	1000
Cotes d'implantation, m	3×6	6×6	6×12	12×12	12×18

SUITE

Contenance du réservoir, m³	2000	3000	6000	10 000	20 000
Cotes d'implantation, m	18×24	24×30	36×36	48×48	66×66

Le fond du réservoir est coulé en place, d'épaisseur constante non inférieure à 12 cm, renforcé au droit des poteaux et des panneaux des murs. Un panneau de mur a une hauteur de 4,8 m (3,6 m) et une largeur nominale de 3 m.

Les poteaux, de section carrée, sont engagés dans les logements des semelles.

La toiture préfabriquée est composée de poutres-types et de panneaux nervurés 1,5 × 6 m fabriqués industriellement pour les planchers des bâtiments industriels à étages (voir fig. XI.26). Le calorifugeage est assuré généralement par une couche de sol recouvrant la toiture. On utilise aussi des matériaux thermo-isolants efficaces tels que le béton mousse, verre expansé, etc., qui diminuent considérablement la charge exercée sur les éléments de la toiture.

Dans un réservoir couvert calorifugé la température est stable, ce qui rend inutiles les joints de dilatation.

Les décanteurs horizontaux sont des réservoirs rectangulaires allongés compartimentés; le liquide coule lentement dans le décanteur, et les particules en suspension descendent sur le fond.

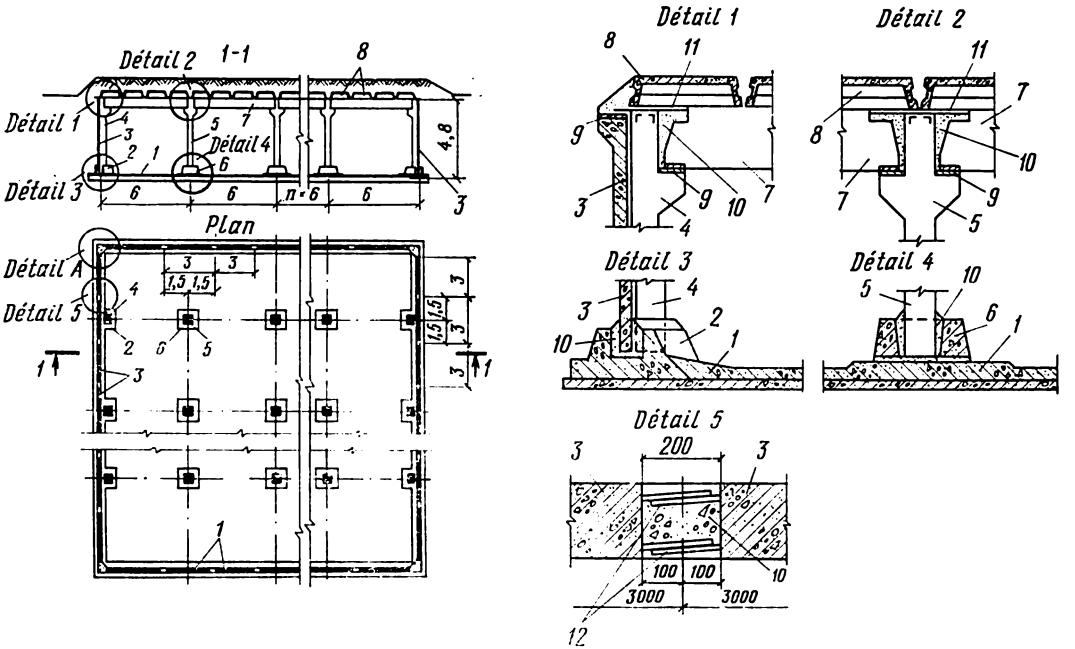


FIG. XI.26. Réservoir rectangulaire composé d'éléments préfabriqués en béton armé:

1, fond coulé en place; *2*, semelle du poteau extrême (renforcement du fond); *3*, panneaux des murs; *4*, poteau extrême; *5*, poteau intermédiaire; *6*, semelle de fondation; *7*, poutre; *8*, panneaux de toiture; *9*, pièces scellées; *10*, béton mis en place sur chantier; *11*, aciers soudés au bain de fusion; *12*, soudage des aciers en attente; le détail *A* est montré sur la figure XI.35

Les décanteurs employés dans les réseaux de distribution des eaux sont généralement couverts, munis d'une toiture calorifugée. Les décanteurs horizontaux dans les réseaux d'évacuation sont ouverts.

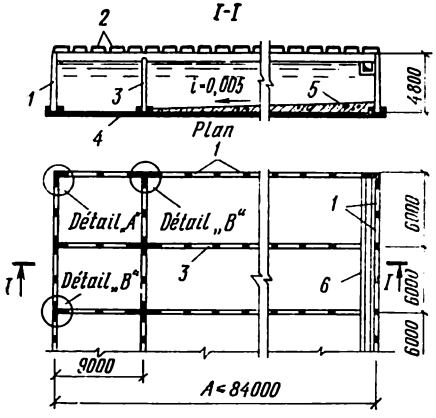


FIG. XI.27. Décanteur horizontal couvert composé d'éléments-types:

1, panneaux des murs; *2*, panneaux de toiture; *3*, panneaux des cloisons; *4*, fond coulé en place; *5*, talus en béton; *6*, déversoir; les détails sont montrés sur la figure XI.35

La hauteur des décanteurs horizontaux couverts constitués d'éléments-types préfabriqués (fig. XI.27) est 4,8 m, la largeur d'une cellule est 6 m et la longueur, de 36 à 75 m. Le fond est coulé en place, les panneaux des murs préfabriqués, de largeur nominale 3 m. Les hourdis de toiture sont posés directement sur les murs longitudinaux.

Les décanteurs horizontaux sans toit constitués d'éléments préfabriqués de béton armé ont une hauteur de 3,6 ou de 4,8 m. Ils sont composés de cellules de 6 ou de 9 mètres de large, de 36 ou de 48 m de long (fig. XI.28). Chaque compartiment du décanteur a de

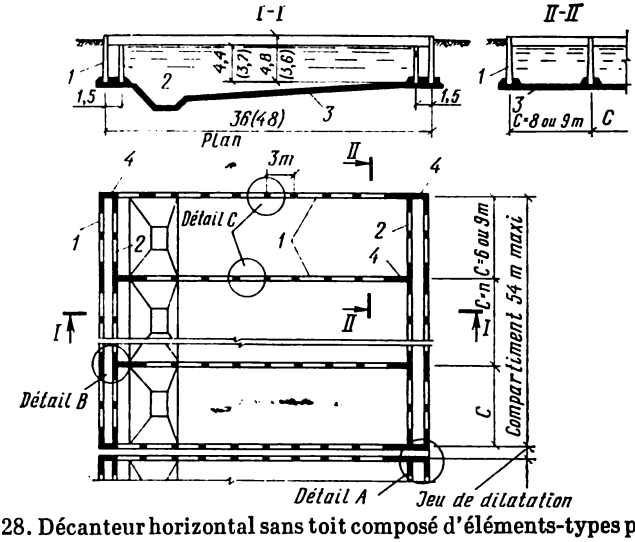


FIG. XI. 28. Décanteur horizontal sans toit composé d'éléments-types préfabriqués:

1, panneaux des murs; *2*, panneaux des cloisons; *3*, fond coulé en place; *4*, portions des murs coulées en place; les détails *C* sont montrés sur la figure XI.35

deux à neuf cellules, sans que la largeur du compartiment soit supérieure à 54 m, sinon on est obligé de prévoir des joints de dila-

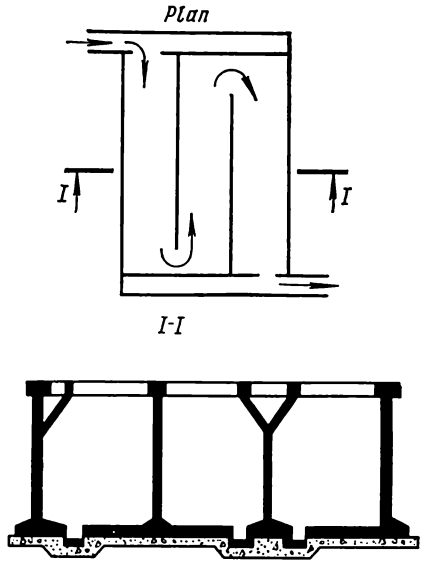


FIG. XI.29. Bassin de boues activées coulé en place

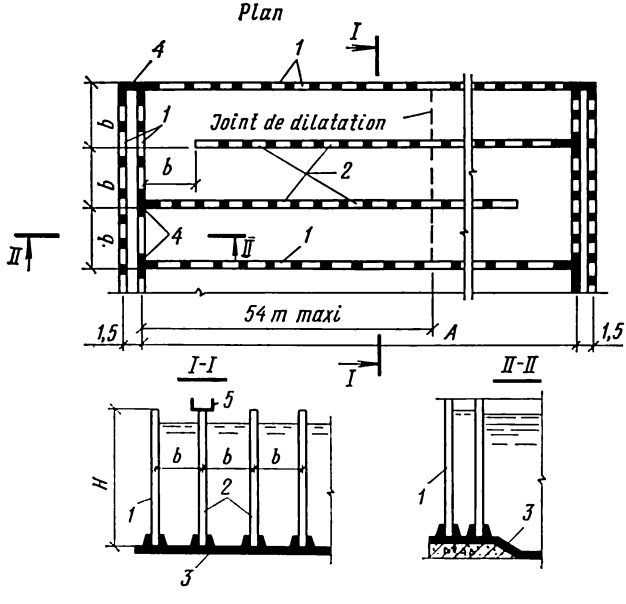


FIG. XI.30. Bassin de boues activées composé d'éléments-types préfabriqués: *1*, panneaux des murs; *2*, panneaux des cloisons; *3*, fond coulé en place; *4*, portions des murs coulées en place; *5*, déversoir

tation. Les panneaux des murs des décanteurs peuvent être entretoisés de 6 en 6 m dans leur partie haute.

Les pièges à pétrole, aménagés dans les raffineries, les exploitations, les stations pétrolières, ont pour mission de capter les pro-

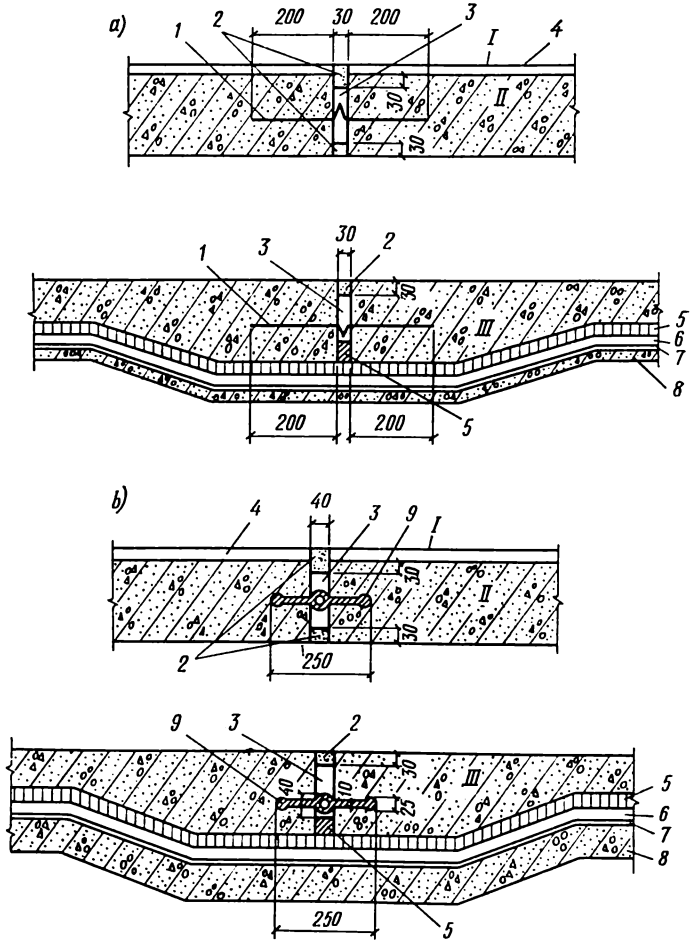


FIG. XI.31. Détails des joints de dilatation:

a, avec compensateurs en acier; *b*, avec clavette en caoutchouc; *I*, face intérieure; *II*, paroi; *III*, fond; *1*, compensateur; *2*, matage avec de l'amiante-ciment; *3*, fils d'amiante; *4*, enduit appliqué par projection; *5*, asphalte; *6*, sable; *7*, carton bituminé; *8*, couche de propreté en béton; *9*, clavette en caoutchouc à trois branches

duits pétroliers contenus dans les eaux usées. Ce sont des ouvrages rectangulaires compartimentés analogues aux décanteurs horizontaux.

Composés d'éléments-types préfabriqués, les pièges à pétrole ont une hauteur normalisée de 2,4 m, une largeur de cellule de 2,3

ou de 6 m et une longueur entre 12 et 36 m (multiple du module 6 m). Les panneaux des murs sont préfabriqués, le fond coulé en place.

Les bassins de boues activées sont des réservoirs rectangulaires ouverts compartimentés. Leur fonction est l'épuration biologique des eaux d'égoût. Chaque compartiment du bassin (fig. XI.29) est divisé en couloirs par des cloisons (chicanes) longitudinales qui n'atteignent pas le mur en bout. Le plus souvent, chaque compartiment possède trois couloirs. La dégradation biologique des boues est favorisée par l'air amené dans le bassin.

Les bassins de boues activées sont constitués de compartiments-types à deux, trois ou quatre couloirs. La largeur du couloir est 4,5, 6 ou 9 m, la hauteur 4,8 ou 6 m, et la longueur, de 42 à 132 m (multiple du module 6 m). Le fond est coulé en place. Les panneaux des murs et des cloisons sont préfabriqués, larges de 3 m (fig. XI.30).

Compte tenu de la longueur considérable des bassins, ils sont dotés de joints de dilatation espacés de 54 mètres, qui comportent des compensateurs en acier ou des clavettes spéciales en caoutchouc (fig. XI.31). Afin de diminuer le frottement dû à la dilatation, une couche de sable est interposée entre le fond du bassin et la couche de propreté en béton.

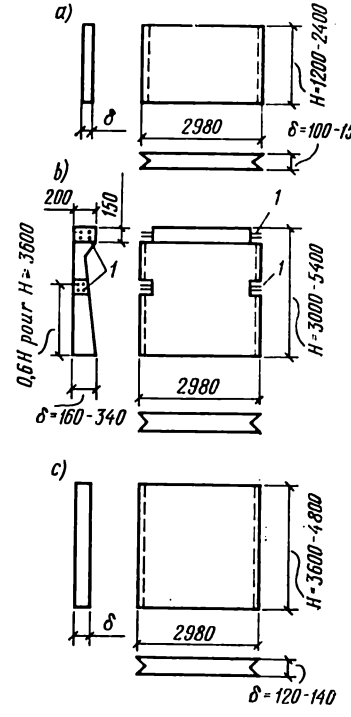


FIG. XI.32. Panneaux-consoles des murs et des cloisons pour réservoirs rectangulaires:

a, panneaux des murs de hauteur $H \leqslant 2{,}4$ m; *b*, idem, de hauteur $H > 2{,}4$ m; *c*, panneaux des cloisons; *1*, aciers en attente

Il existe d'autres réservoirs rectangulaires (clarificateurs, séparateurs de pétrole, mélangeurs, réservoirs à contact, dessableurs, filtres biologiques, filtres rapides, etc.) qui ne se distinguent que par les dimensions, le profil du fond, la présence ou l'absence des déversoirs, etc. Leur schéma-type est analogue à ceux qu'on vient de considérer.

Dans les réservoirs rectangulaires, on utilise deux types de panneaux des murs unifiés, en fonction de la résistance qu'ils doivent opposer aux sollicitations horizontales (pression du liquide ou pression du sol). Les *panneaux-consoles* (fig. XI.32) sont simplement encastrés dans le fond; les *panneaux-poutres* sont en outre articulés

à leur bord supérieur (fig. XI.33). On réalise l'encastrement en faisant descendre le panneau dans la rainure du fond de 1,5δ au moins (δ étant l'épaisseur du panneau) pour les panneaux-poutres et de 2δ au moins pour les panneaux-consoles (voir fig. XI.26, détail *3*).

L'appui supérieur d'un panneau-poutre est assuré par le fait que l'ouvrage tout entier travaille à la façon d'un système fermé (fig. XI.34, *a*); en effet, dans un ouvrage couvert les murs et les poteaux sont reliés en haut par la toiture, et dans un ouvrage ouvert, par les entretoises en béton armé placées entre les murs et les cloisons (fig. XI.34, *b*). Les panneaux-poutres sont munis dans leur partie supérieure d'un renforcement de 300 × × 200 mm qui, après l'assemblage des panneaux entre eux, fait office de ceinture de consolidation qui travaille à la flexion dans le plan horizontal entre les entretoises (ou les poutres de toiture).

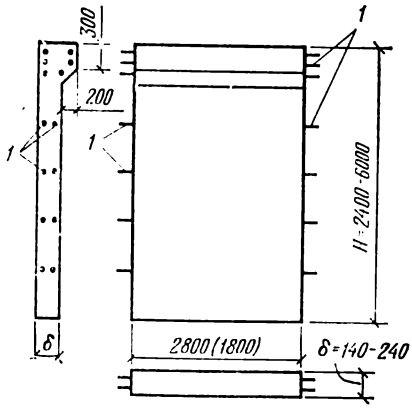


FIG. XI.33. Panneaux-poutres des murs pour réservoirs rectangulaires: *1*, aciers en attente

En plus des panneaux des murs, le catalogue des éléments-types pour ouvrages rectangulaires prévoit des panneaux des *cloisons* qui, à la différence des premiers, sont conçus pour travailler sans avoir à supporter la pression du liquide, vu que celui-ci se trouve toujours des deux côtés de la cloison.

Les panneaux-consoles des murs et les panneaux des cloisons ont une largeur de 2,98 m. Leur face en bout supérieure est munie d'une rainure de profil triangulaire, destinée à former une clavette de section en losange après le bétonnage du joint. Les panneaux-consoles sont en outre reliés par soudage des aciers en attente et par bétonnage en haut et à la mi-hauteur.

La hauteur H des panneaux-consoles varie entre 1,2 et 5,4 m, échelonnée de 0,6 en 0,6 m. Pour $H = 1,2$, 1,8 et 2,4 m le panneau a une épaisseur constante $\delta = 100$, 130 et 150 mm respectivement. Pour $H \geqslant 3$ m le panneau a une épaisseur de 140 mm dans sa partie supérieure; en bas, il a une épaisseur de 160 mm pour $H = 3$ m, de 200 mm pour $H = 3,6$ m, de 240 mm pour $H = 4,2$ m, de 280 mm pour $H = 4,8$ m et de 340 mm pour $H = 5,4$ m.

Les panneaux des cloisons ont une hauteur $H = 3,6$, 4,2 et 4,8 m pour une épaisseur constante $\delta = 120$, 140 et 160 mm respectivement.

Les panneaux-poutres des murs sont reliés dans le joint vertical par soudage des aciers horizontaux en attente. Le jeu entre les

panneaux est rempli de béton (voir fig. XI.26, détail *5*). Pour faciliter le bétonnage, on laisse un jeu de 200 mm, ce qui fait que la largeur des panneaux est 3—0,2 = 2,8 m. Les ouvrages de faible contenance comportent des panneaux-poutres complémentaires de 1,8 m de large (largeur nominale 2 m). La hauteur des panneaux est H = 2,4 à 6 m (échelonnée de 0,6 en 0,6 m), l'épaisseur est constante, de 140 (pour H = 2,4 m) à 240 mm (pour H = 6 m), échelonnée de 20 en 20 mm.

Aux angles, les panneaux des murs sont assemblés par des portions de béton coulées en place longues jusqu'à 1,5 m (fig. XI.35).

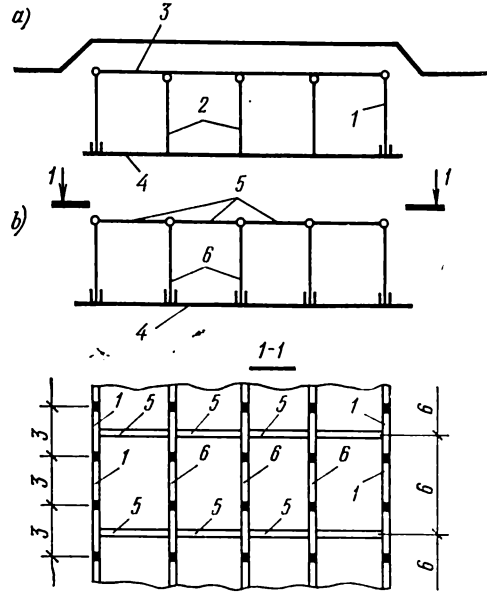


FIG. XI.34. Réservoirs constitués de panneaux-poutres:
a, réservoir couvert; *b*, réservoir sans toit; *1*, panneaux des murs; *2*, poteaux; *3*, toiture; *4*, fond; *5*, entretoises; *6*, panneaux des cloisons

Les panneaux des murs travaillent à la flexion dans le plan vertical uniquement s'ils sont suffisamment éloignés des murs ou des cloisons perpendiculaires, auquel cas les armatures verticales sont porteuses et les barres horizontales sont placées d'après les dispositions constructives. Dans les portions voisines des murs perpendiculaires ont lieu aussi des moments fléchissants légers dans le plan horizontal, d'où la nécessité de renforcer les barres horizontales. La longueur de ces portions est prise égale à la hauteur du panneau (pour les panneaux-poutres) et à 1,5 fois la hauteur du panneau (pour les panneaux-consoles). On prévoit donc plusieurs variantes de ferraillage pour chaque type de panneau de mur.

Nous avons déjà dit dans le § XI.2 que les nouveaux projets-types de réservoirs préfabriqués en béton armé pour les réseaux de distribution et d'évacuation des eaux prévoient un nombre plus restreint de types d'éléments préfabriqués, permettent d'obtenir une économie considérable des matériaux et de faciliter le montage. Par

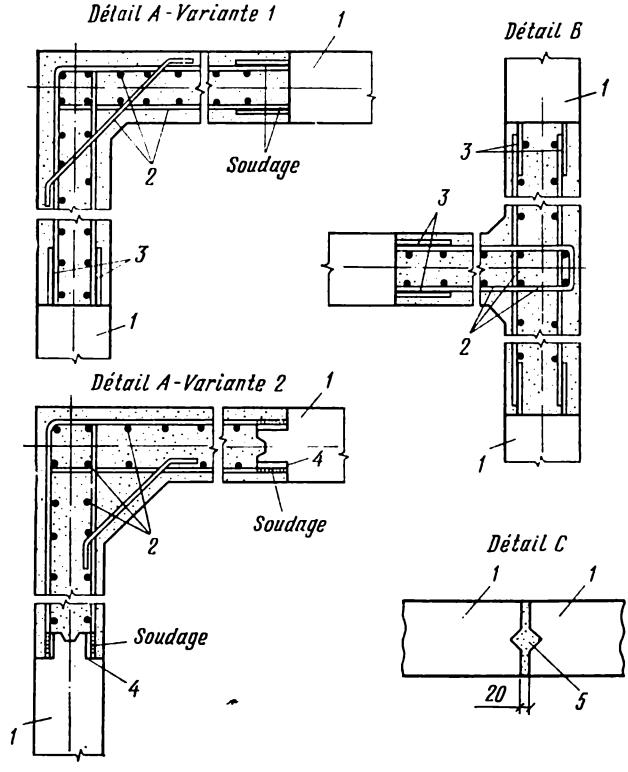


FIG. XI.35. Détails des assemblages des panneaux des murs des réservoirs rectangulaires (voir fig. XI.26, XI.27, XI.28.):

1, panneau du mur (armatures horizontales renforcées près des angles); *2*, armature de la portion coulée en place; *3*, aciers en attente des panneaux; *4*, pièces scellées; *5*, mortier de ciment

exemple, dans les panneaux-poutres, le joint vertical bétonné est remplacé par un joint à clavette avec soudage des pièces scellées, ce qui rend le montage plus facile. Les panneaux de hauteur $H \geqslant 3{,}6$ m ont une épaisseur inégale, d'où économie des matériaux. Une solution originale de l'assemblage aux angles est le joint « flexible » (fig. XI.36). Un tel joint ne s'oppose pas aux déformations des murs; on peut donc utiliser les panneaux des murs de même type pour la totalité de l'ouvrage, alors que le joint rigide (comportant des portions coulées en place) nécessite des armatures renforcées

au voisinage des angles. L'étanchéité du joint flexible est assurée par l'emploi du mastic d'étanchement au thiocol.

Les déversoirs sont fréquemment utilisés dans les réservoirs. Ils sont disposés soit le long des murs (décanteurs, clarificateurs, épaississeurs de boues), soit au-dessus des parois (bassins de boues activées), soit sur le sol (trémies dessableuses). Les déversoirs rectangulaires normalisés ont une longueur nominale de 3 ou 6 m, une largeur (dans l'œuvre) de 20 à 60 cm et une hauteur de 30 à 90 cm; l'épaisseur des parois (en bas) est de 8 à 11 cm. Ils sont posés dans les manchons d'assemblage en béton armé qui reposent sur des petites poutres transversales en béton armé mises à cheval sur les panneaux des murs (ou des cloisons) (fig. XI.37, *a*). Les poutres transversales sont fixées à l'aide de cales en acier. Tous les éléments sont réunis par soudage des pièces scellées en acier.

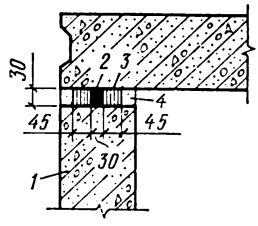


FIG. XI.36. Joint « flexible » des panneaux des murs dans les angles:
1, panneaux des murs; *2*, mastic d'étanchement au thiocol; *3*, garniture d'étanchéité ø 40 mm; *4*, mortier de ciment

Comme passerelles de service (pour le personnel affecté aux ouvrages), on emploie les panneaux nervurés de toiture des bâtiments

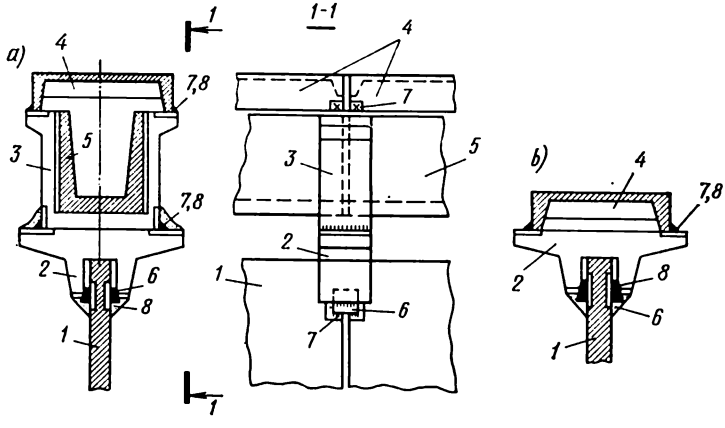


FIG. XI.37. Déversoirs et passerelles de service des réservoirs rectangulaires:
a, déversoir avec passerelle; *b*, passerelle; *1*, panneau du mur; *2*, poutre transversale; *3*, manchon; *4*, panneau; *5*, déversoir; *6*, cales d'acier; *7*, soudage des pièces scellées; *8*, mortier de ciment

industriels. Les panneaux sont posés soit sur les petites poutres transversales en béton armé (fig. XI.37, *b*), soit sur les manchons d'assemblage des éléments du déversoir (fig. XI.37, *a*).

§ XI.5. CALCUL DES RÉSERVOIRS RECTANGULAIRES

Le cas de charge et les méthodes de calcul des parois d'un réservoir rectangulaire dépendent de son schéma et du rapport des côtés.

Les murs des ouvrages ouverts dont la hauteur est très inférieure à la longueur (bassins de boues activées, pièges à pétrole, décanteurs ...) sont des consoles encastrées dans le fond.

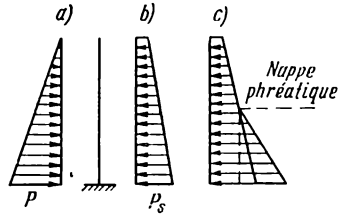


FIG. XI.38. Schéma des efforts exercés sur les murs extérieurs d'un réservoir rectangulaire de forte longueur sans toit:

a, le réservoir est rempli de liquide, le remblai est absent; *b*, le réservoir est vide, le sol agit sur les murs; *c*, idem, avec en plus la poussée des eaux souterraines

Pour les murs extérieurs, deux cas de travail sont à considérer:

1° le remblai étant absent, le mur résiste à la pression hydrostatique du liquide (fig. XI.38, *a*);

2° le liquide étant absent, le mur résiste à la poussée latérale du sol (fig. XI.38, *b*, *c*).

La surcharge exercée en surface du sol autour de l'ouvrage est prise égale à 1 tf/m² (10 kN/m²).

Les formules définissant la pression caractéristique du liquide et du remblai et les coefficients de surcharge correspondants sont donnés dans le § XI.3.

Après avoir déterminé les moments fléchissants de calcul qui proviennent des charges indiquées (rapportées à 1 mètre de longueur du mur), on calcule la section à donner aux armatures verticales en considérant une section rectangulaire de hauteur utile $h_0 = \delta - 2$ cm et de largeur $b = 100$ cm. La pression du liquide détermine la section à donner aux armatures placées du côté intérieur $F_{a.int}$, et la pression du sol, celle à donner aux armatures placées du côté extérieur $F_{a.ext}$; on a toujours d'ailleurs $F_{a.ext} < F_{a.int}$.

Les parois intermédiaires, sur lesquelles le liquide agit tantôt d'un côté, tantôt de l'autre (cas de vidange du compartiment voisin), ont une armature de section $F_{a.int}$ des deux côtés.

Afin de réduire la gamme des produits, on pose dans les panneaux-consoles préfabriqués les mêmes armatures $F_{a.int}$ des deux côtés. Après avoir calculé les armatures verticales du panneau préfabriqué, on doit vérifier aussi le cas de travail du panneau à la flexion sur chantier sous l'action de son propre poids.

Une fois la section à donner aux armatures déterminée, on vérifie l'ouverture des fissures selon la condition $a_f \leqslant 0{,}2$ mm. Ce calcul sera fait d'après la méthode du § VI.7 en admettant que l'ensemble des charges agit pendant une longue durée.

Dans les murs que l'on vient d'étudier, les barres horizontales sont des armatures de répartition. Dans les portions extrêmes des murs de longueur $1{,}5H_m$, en cas d'encastrement dans les murs d'extrémité, on doit augmenter la section de ces armatures de telle

façon qu'il y ait $F_{a.hor} \geqslant \mu_{min} b h_0$. Cette augmentation, comme nous l'avons signalé dans le § XI.4, est nécessaire pour résister aux légers moments fléchissants qui agissent dans le plan horizontal aussi.

Les cloisons des ouvrages qui sont toujours sollicitées des deux côtés par la même pression du liquide (cloisons entre couloirs dans les bassins de boues activées, chicanes des décanteurs, etc.) sont calculées pour résister à la charge verticale due au poids des déversoirs (remplis de liquide) qu'on monte sur les cloisons, des passerelles, des conduites technologiques, ainsi qu'à la poussée du vent exercée sur la cloison en l'absence du liquide.

La section à donner aux armatures verticales est déterminée selon les formules de calcul des pièces comprimées et fléchies (voir chapitre VII). Quant aux armatures horizontales, elles sont déterminées comme précédemment. Si le mur est confectionné à partir des panneaux préfabriqués, il convient de vérifier la résistance des armatures en considérant le cas de transport et de montage du panneau, quand celui-ci travaille à la flexion sous l'action de son propre poids.

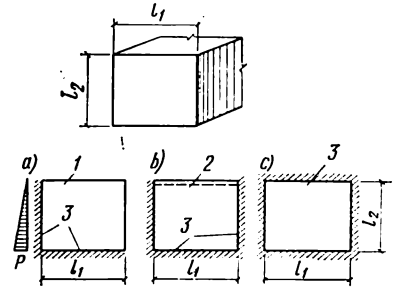


FIG. XI.39. Cas de charge des murs travaillant en deux directions:
1, bord libre; *2*, bord articulé; *3*, bord encastré

Les murs des ouvrages avec ou sans toit au rapport des côtés $l_1/l_2 < 3$ (fig. XI.39) représentent des plaques encastrées en bas et latéralement. Quant au bord supérieur, sa fixation dépend du schéma de l'ouvrage. En l'absence du toit le bord supérieur est libre (fig. XI.39, *a*), en présence d'un toit préfabriqué il est articulé (fig. XI.39, *b*), et en présence d'un toit coulé en place il est encastré (fig. XI.39, *c*). Le diagramme des efforts exercés sur ces murs par le liquide ou le sol a la forme d'un triangle ou d'un trapèze dont l'ordonnée maximale est en bas. Les moments fléchissants sont cherchés au moyen des tables de calcul des plaques rectangulaires isotropes (voir Annexe XX). En fonction des moments, on détermine comme d'ordinaire la section à donner aux armatures et l'on vérifie l'ouverture des fissures.

Les murs des ouvrages couverts de forte longueur (fig. XI.40) possèdent des appuis au niveau du fond et du toit. Le mur sans nervures coulé en place représente un hourdis fixé élastiquement en haut et en bas et sollicité par une charge triangulaire provenant de la pression du liquide (le remblai étant absent) (fig. XI.40, *b*). L'ouvrage étant vide, les moments dus à la poussée latérale du sol ont le même diagramme mais de signe inverse. En fonction de valeurs de calcul des moments, on détermine la section à donner aux

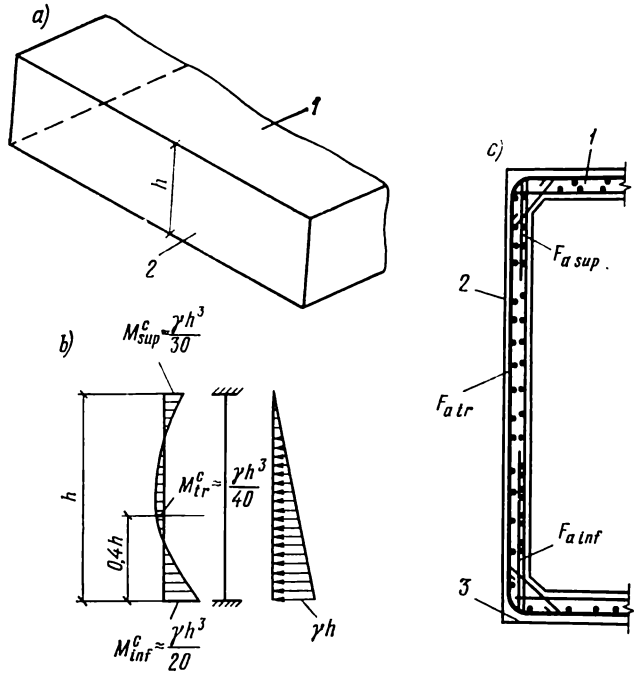


FIG. XI.40. Pour le calcul du mur coulé d'un bloc avec le toit et le fond d'un réservoir rectangulaire de forte longueur:
1, toiture; 2, mur; 3, fond

armatures verticales, puis on vérifie l'ouverture des fissures. Le plan de ferraillage est montré sur la figure XI.40, *c*.

Notons qu'en plus des moments fléchissants, le mur d'un ouvrage rectangulaire couvert est soumis à une force longitudinale due au poids de la toiture, ce qui fait qu'il est à la fois comprimé et fléchi. Dans le calcul, on ne tient pas compte de l'influence de la force longitudinale et l'on considère le travail du mir à la flexion uniquement : la section de l'armature s'en trouve légèrement surdimensionnée, mais la structure devient moins précaire, car, pendant l'exploitation, il y a des périodes où l'on enlève le remblai sur le toit et la force longitudinale diminue brusquement.

Si le mur coulé en place possède des nervures verticales espacées de $c \geqslant 0{,}5h$ ou de $c \geqslant 2h$, on assimile la plaque limitée par les nervures à une dalle encastrée suivant le périmètre et on la calcule d'après les tableaux indiqués ci-dessus; la nervure est assimilée à une poutre fixée élastiquement dans le fond et le toit est soumis aux réactions qui proviennent de la plaque.

Le mur sans nervures d'un ouvrage couvert de forte longueur à toiture préfabriquée (fig. XI.41) est considéré comme encastré dans le fond et muni d'une articulation fixe en haut. Dans le calcul du mur, on considère des poutres verticales de 1 m de large.

Le même schéma (voir fig. XI.41) est adopté dans le calcul d'un panneau-poutre de mur préfabriqué. Pour les panneaux-types, on prend le moment en travée légèrement plus grand que le moment

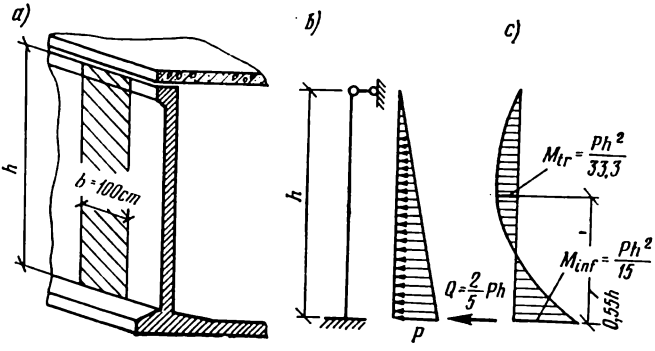


FIG. XI.41. Pour le calcul du mur articulé avec la toiture d'un réservoir rectangulaire de forte longueur:

a, vue d'ensemble; *b*, schéma des efforts; *c*, diagramme des moments

représenté sur la figure, afin de tenir compte d'une rotation possible de la jonction mur-fond (en calculant le moment M_{tr}, on a diminué M_{inf} de 20 %).

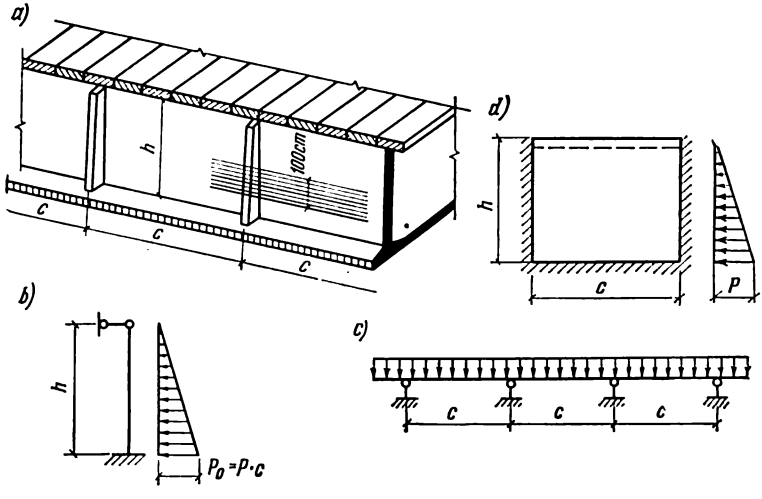


FIG. XI.42. Pour le calcul du mur nervuré d'un ouvrage rectangulaire couvert

a, vue d'ensemble; *b*, cas de charge de la nervure pour $c > 2h$; *c*, cas de charge de la plaque entre nervures pour $h > 2c$; *d*, idem, pour $c \leqslant 2h$

En déterminant la poussée latérale du sol, on admet que la surcharge en surface est égale à 1,5 tf/m² (15 kN/m²), et si l'ouvrage est calorifugé par une couche de sol, à 2,5 tf/m² (25 kN/m²). Pour les panneaux-poutres types des murs, une telle surcharge est retenue

pour $H = 3{,}6$ et $H = 4{,}8$ m. En fonction des moments trouvés, on cherche la section à donner aux armatures verticales du mur suivant ses cas de charge possibles : la paroi intermédiaire est sollicitée des deux côtés par le liquide, tandis que le mur extérieur subit la pression du liquide d'un côté et la poussée du sol de l'autre. Ensuite on vérifie l'ouverture des fissures de façon à satisfaire la condition $a_f \leqslant 0{,}2$ mm.

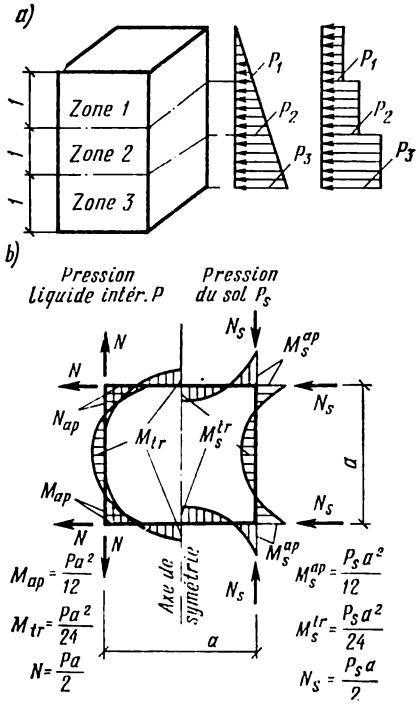


FIG. XI.43. Pour le calcul du mur d'un ouvrage rectangulaire de hauteur très supérieure aux cotes d'implantation

Si le mur possède des nervures verticales (fig. XI.42, *a*), le rapport des côtés étant $h > 2c$, on doit multiplier par c les moments calculés selon les formules indiquées sur les figures XI.40 et XI.41 et dimensionner les armatures des nervures en fonction de ces nouvelles valeurs des moments. La plaque bordée de nervures est assimilée dans ce cas à une poutre continue horizontale reposant sur ses nervures (fig. XI.42, *c*). La charge exercée sur la plaque étant variable suivant la hauteur, on divise la plaque en zones larges de 1 m et on calcule chaque zone séparément en tenant compte de la charge exercée dans cette zone particulière.

L'espacement des nervures étant $c \leqslant 2h$, la nervure est assimilée à une poutre encastrée en bas, articulée en haut et soumise aux réactions des dalles voisines (fig. XI.42, *d*).

Si les cotes d'implantation de l'ouvrage sont beaucoup moins grandes que la hauteur, on divise les murs en zones larges de 1 m suivant la hauteur et on les assimile à des cadres fermés qui résistent à une pression maximale p pour chaque zone (fig. XI.43, *a*). L'allure du diagramme des moments et les valeurs des moments et des forces normales sont montrées sur la figure XI.43, *b*. L'ouvrage étant rempli de liquide et le remblai étant absent, les murs éprouvent une traction excentrée ; l'ouvrage étant vide et le remblai en place, ils travaillent à la compression excentrée.

Les éléments de la toiture et du fond sont calculés par la méthode indiquée dans le § XI.3 pour les ouvrages cylindriques. Quelques exemples de calcul seront donnés dans le Chapitre XII.

§ XI.6. CONCEPTION ET CALCUL DES RÉSERVOIRS CYLINDRIQUES EN ACIER

Les réservoirs en acier représentent des coques minces constituées de tôles planes ou gauches reliées par soudure de façon à former une structure mince tridimensionnelle. Les jonctions des tôles doivent être non seulement résistantes mais aussi étanches, pour assurer l'étanchéité de l'ouvrage. Leur état de contrainte est caractérisé le plus souvent par l'absence des moments et la présence des seuls efforts axiaux (généralement des tractions) qui font naître dans les tôles des contraintes uniformément distribuées suivant l'épaisseur. Les moments fléchissants n'apparaissent qu'aux endroits de jonction avec les raidisseurs annulaires, les fonds plats, etc. Vite amortis, ces moments n'affectent que des portions limitées de la structure (effet de rive).

Une structure en tôles sollicitée en traction par la pression intérieure (conduite, réservoir cylindrique, etc.) conserve ses qualités d'utilisation même après que les contraintes dans les tôles sont devenues égales à la limite d'élasticité. Pour tenir compte de ce cas, les Normes prennent la résistance de calcul de l'acier à la traction égale à la charge de rupture (voir Chapitre IX).

Les réservoirs cylindriques en acier sont montés généralement sur des châteaux d'eau. Leur fond peut être plan ou gauche (fig. XI.44, XI.45). Ils ont le plus souvent une toiture légère qui n'affecte aucunement le travail de la paroi.

Un réservoir à fond plat est plus facile à fabriquer, mais il présente certains inconvénients en exploitation: la visite et la réparation du fond sont délicates, les précipitations s'accumulent et favorisent la corrosion de l'acier.

Les tôles doivent avoir une épaisseur non inférieure à 4 mm, afin d'assurer une soudure efficace et une bonne résistance à la corrosion. Si la contenance du réservoir est relativement faible (100 à 1000 m^3), la paroi et le fond plat ont une épaisseur constante $\delta = 4$ mm. Si la contenance est plus importante (2000 à 5000 m^3), l'épaisseur de la paroi varie entre 4 mm en haut et 10 mm en bas; le fond a une épaisseur constante dans sa partie centrale, de 4 ou 5 mm, et les tôles de rive ont une épaisseur de 6 à 8 mm. La paroi est composée de ceintures isolées. Les tôles de la ceinture sont soudées entre elles bout à bout. Dans les ceintures voisines, les cordons de soudure sont décalés de la mi-longueur de la tôle, ou de 500 mm au moins. Les ceintures sont soudées entre elles bout à bout ou à recouvrement (voir fig. XI.44).

Le fond plat est formé de bandes qui, à leur tour, sont constituées par des tôles d'acier soudées bout à bout ou à recouvrement; les bandes sont soudées entre elles à recouvrement.

La paroi et le fond du réservoir sont reliés bout à bout par deux cordons annulaires continus (voir fig. XI.44). Il est déconseillé de renforcer la jonction par une cornière ou un couvre-joint, ainsi

que de prolonger le fond de plus de 50 mm au-delà de la paroi, car ces solutions font naître des concentrations de contraintes préjudiciables.

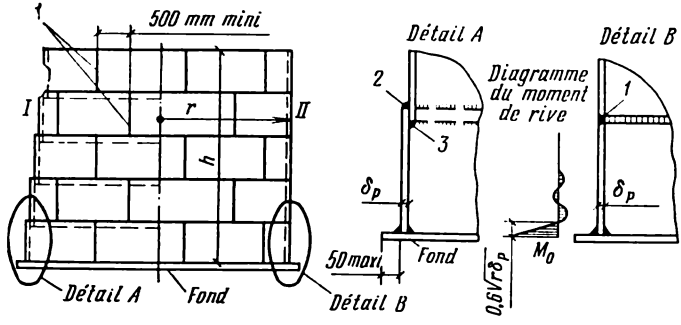


FIG. XI.44. Réservoir en acier à fond plat:
I, joint des ceintures bout à bout; *II*, idem, à recouvrement; *1*, cordon bout à bout; *2*, cordon continu; *3*, cordon interrompu

Si le fond est gauche, un anneau d'assise particulier doit être prévu au droit de la jonction fond-paroi (fig. XI.45).

Sur les chantiers modernes, on utilise de plus en plus souvent les éléments de réservoirs fabriqués en usine et amenés à pied d'œuvre

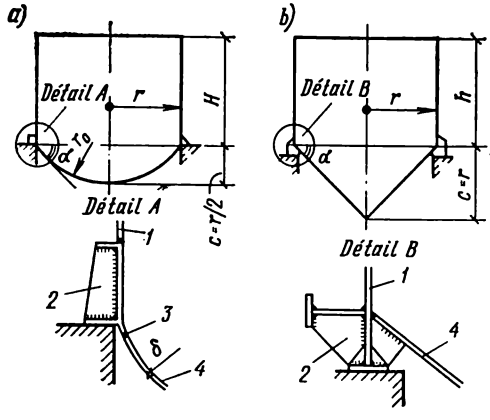


FIG. XI.45. Réservoirs en acier à fond gauche appuyé suivant le périmètre:
a, fond sphérique; *b*, fond conique; *1*, paroi; *2*, anneau d'assise; *3*, cordon bout à bout; *4*, fond

à l'état enroulé. Sur chantier, les éléments sont déroulés et assemblés par soudure [1]). Dans ce cas l'épaisseur donnée aux tôles doit

[1]) Les réservoirs en rouleaux sont actuellement les plus répandus pour le stockage des produits pétroliers.

être limitée, afin de permettre l'enroulement. La paroi d'un réservoir de grande contenance peut être précontrainte: on réalise la précontrainte par la mise en tension d'un fil à haute résistance et par l'application d'une couche de béton par projection.

La pression hydrostatique du liquide contenu dans le réservoir fait naître une traction axiale dans la paroi de celui-ci. L'effort de traction annulaire de calcul T à la profondeur h comptée à partir du haut de la paroi de rayon r est cherché à l'aide de la formule (XI.3). Par exemple, si le réservoir est rempli de liquide, on a

$$T = 1{,}1hr.$$

Pour chaque ceinture on prend h égal à la distance entre le haut de la paroi et le bas de la ceinture (fig. XI.46, *a*).

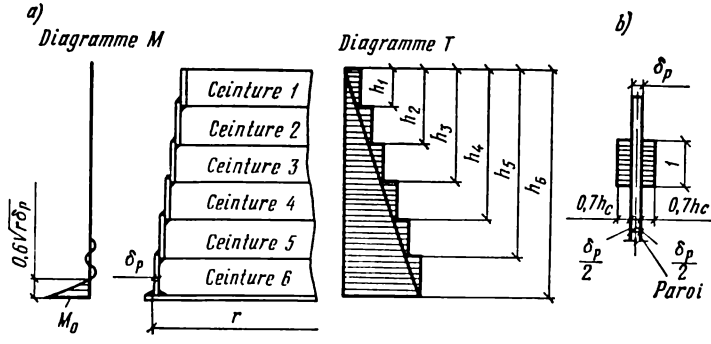


FIG. XI.46. Pour le calcul d'un réservoir cylindrique en acier:
a, paroi; *b*, cordon de soudure entre la paroi et le fond

La résistance de la paroi d'épaisseur δ_p est vérifiée en contrôlant la résistance des cordons verticaux bout à bout entre tôles de la ceinture:

$$T/\delta_p \leqslant R^s_{tr}. \qquad \text{(XI.24)}$$

Au droit de la jonction avec le fond, les cordons de soudure s'opposent à la libre déformation de la paroi en faisant naître dans celle-ci un moment fléchissant de rive M_0 dont la valeur se laisse déterminer approximativement par la formule

$$M_0 \approx 0{,}11Hr\delta_p, \qquad \text{(XI.25)}$$

où H est la hauteur de la paroi cylindrique.

Le moment de rive s'évanouit rapidement dans le sens de la hauteur de la paroi (fig. XI.46), n'affectant que les cordons de la jonction fond-paroi. La contrainte induite par le moment de rive dans les cordons de soudure est vérifiée d'après la formule

$$\sigma_c = \frac{M_0}{W_c} \leqslant R^s_{an}, \qquad \text{(XI.26)}$$

où W_c est le module de résistance de deux cordons d'angle en cm³ (voir fig. XI.46, *b*):

$$W_c = \frac{J_c}{\frac{\delta_p}{2} + 0{,}7h_c} \text{ cm}^3. \qquad \text{(XI.27)}$$

Dans cette dernière formule J_c est le moment d'inertie des cordons de soudure en cm⁴:

$$J_c = 2\left[\frac{1\,(0{,}7h_c)^3}{12} + 1 \times 0{,}7h_c\left(\frac{0{,}7h_c}{2} + \frac{\delta_p}{2}\right)^2\right] \qquad \text{(XI.28)}$$

Ces contraintes ne se superposent pas aux tractions subies par le cordon au sein de la ceinture inférieure de la paroi, vu que ces contraintes ont les vecteurs réciproquement perpendiculaires.

Le fond plat reposant sur un sol uni n'éprouve que des efforts insignifiants; on omet généralement de les calculer.

Dans un fond sphérique appuyé suivant le périmètre (fig. IX.45), la pression hydrostatique fait naître des efforts de traction. Sa résistance est déterminée par celle du cordon de soudure dans la ceinture inférieure où les contraintes de traction passent par le maximum:

$$\frac{n\gamma\,(H+c)\,r_0}{2\delta} \leqslant R^s_{tr}. \qquad \text{(XI 29)}$$

où n est le coefficient de surcharge; γ, la masse volumique du liquide; les quantités H, c, r_0, δ sont les mêmes que sur la figure XI.45.

Dans un fond conique de pente α (voir fig. XI.45, *b*), les contraintes de traction annulaires passent par le maximum au droit de l'anneau d'assise. La résistance du cordon bout à bout y est vérifiée par la formule

$$\frac{nH\gamma r \operatorname{cotg}\alpha}{\delta \sin\alpha} \leqslant R^s_{tr} \qquad \text{(XI.30)}$$

Dans l'anneau d'assise du réservor appuyé suivant le périmètre apparaissent des efforts de compression axiaux:

$$N = \frac{nG^c}{2\pi}\operatorname{tg}\alpha, \qquad \text{(XI.31)}$$

où G^c est le poids de l'eau et du fond

On admet que la résistance de l'anneau est bonne si

$$N/F_{an} \leqslant R, \qquad \text{(XI.32)}$$

où F_{an} est la section de l'anneau.

L'anneau d'assise doit aussi être vérifié à la stabilité:

$$N \leqslant N_{cr}, \qquad \text{(XI.33)}$$

où

$$N_{cr} = \frac{3EJ_y}{F_{an}r^2_{an}}; \qquad \text{(XI.34)}$$

dans cette formule E est le module d'élasticité longitudinale de l'acier ; J_y, le moment d'inertie de la section de l'anneau par rapport à l'axe vertical traversant le centre de gravité de la section ; r_{an}, le rayon de l'anneau.

§ XI.7. TUYAUX ET PUITS EN BÉTON ARMÉ UTILISÉS DANS LES RÉSEAUX DE DISTRIBUTION ET D'ÉVACUATION DES EAUX

Les tuyaux en béton armé sont utilisés dans les conduites gravitaires ou forcées. Les conduites gravitaires sont aménagées pour évacuer les eaux-vannes et les pointes d'averse. Les conduites forcées sont caractérisées par une surpression hydrostatique intérieure qui peut atteindre 20 kgf/cm^2.

Les tuyaux pour conduites gravitaires sont fabriqués sans précontrainte. Ils ont une longueur jusqu'à 5 m, un diamètre D = 400

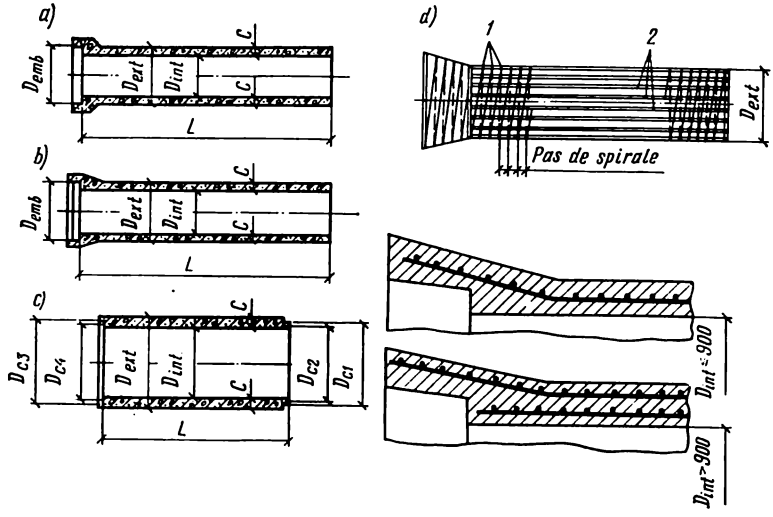


FIG. XI.47. Tuyaux en béton armé pour conduites gravitaires :
a, tuyau à emboîtement à épaulement ; *b*, idem, à emboîtement conique ; *c*, idem, à emboîtement à mi-épaisseur ; *d*, plan de ferraillage du tuyau ; *1*, frette spirale ; *2*, barres longitudinales

à 2500 mm, leurs parois sont épaisses de 50 à 150 mm. Ils sont armés d'une (pour $D \leqslant 900$ mm) ou de deux carcasses cylindriques avec frettes en spirales (fig. XI.47). Les joints de tuyaux à emboîtement à épaulement dans les conduites d'évacuation des eaux de pluie sont garnis de mélange amiante-ciment, et dans les collecteurs d'égoûts, aussi d'une corde goudronnée (fig. XI.48, *b*, *c*). Les joints de tuyaux à emboîtement conique (fig. XI.48, *a*) sont réalisés avec des garnitures en caoutchouc. Les joints de tuyaux à emboîtement à mi-épaisseur (fig. XI.48, *d*) sont matés d'un mélange amiante-ciment ou d'un mortier de ciment projeté.

Le mode de pose des conduites a une influence considérable sur leur capacité portante, l'affaissement du sol et, par conséquent, sur l'étanchéité des raccords.

Les tuyaux types pour conduites gravitaires conçus pour être protégés par un remblai de 4 ou de 6 m peuvent être simplement posés sur le sol naturel aplani et recouverts de la terre. Cette solution ne s'applique cependant que pour $D \leqslant 500$ mm. Pour un diamètre $D \geqslant 600$ mm, il convient de ménager une rigole dans le sol afin que le tuyau soit entouré de sol sur un angle de 90° au moins (fig. XI.49, *a*) ; le remblai à la hauteur de l'axe de la conduite doit être fait avec du sable damé par couches successives. Si le sol est meuble (pression de calcul inférieure à 1,5 kgf/cm², ou à 0,15 MPa), on posera les tuyaux sur un lit de béton (fig. XI.49, *b*) ; si un affaissement irrégulier du sol est à craindre, le lit sera fait en béton armé. Sur les roches à gros morceaux, les argiles dures, les glaises sableuses, on fait un lit de sable avant de poser les tuyaux.

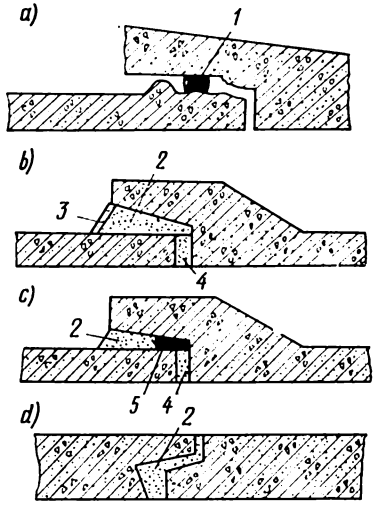


FIG. XI.48. Joints de tuyaux des conduites gravitaires :

1, garniture d'étanchéité en caoutchouc ; *2*, mélange amiante-ciment ; *3*, enduit bituminé ; *4*, mortier de ciment ; *5*, corde goudronnée matée

Les tuyaux des conduites forcées doivent résister bien à la fissuration ; de ce fait, ils doivent être précontraints. La précontrainte transversale est obtenue par la mise en tension des frettes (spirales), et la précontrainte longitudinale, par celle des barres longitudinales.

Les tuyaux types pour conduites forcées sont fabriqués en usine par vibropressage hydraulique. Ils ont un diamètre de 500 à 1600 mm, une paroi épaisse de 55 à 105 mm, une longueur de 5 m. Les armatures spirales (frettes) sont confectionnées en fil à haute résistance de classe B-II, les armatures longitudinales, en fils de classe Bp-II. Munis d'un emboîtement conique, ces tuyaux sont abouchés à l'aide d'une garniture en caoutchouc (fig. XI.48, *a*). Les modes de pose des conduites sont les mêmes que pour les conduites gravitaires.

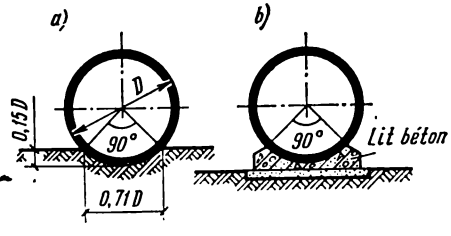


FIG. XI.49. Différents modes de pose des tuyaux

Un tuyau en béton armé pour conduite forcée peut posséder une âme (tube) d'acier. Dans ce cas le tuyau est fait sans précontrainte si les pressions prévues ne dépassent pas 10 kgf/cm^2, et muni d'un frettage spiral si les pressions en service sont de 10 à 20 kgf/cm^2.

Les tuyaux pour conduites forcées sont à calculer à la résistance mécanique et à la fissuration ; les tuyaux pour conduites gravitaires doivent être calculés à la résistance mécanique et à l'ouverture des fissures.

Les tuyaux éprouvent les sollicitations suivantes :

— la pression intérieure du liquide compte tenu d'un coup de bélier éventuel ;

— le poids propre comprenant le poids du liquide ;

— la pression du sol ;

— la surcharge en surface due au passage des véhicules.

Les facteurs énumérés font naître des moments fléchissants et des efforts longitudinaux tant dans les sections transversales (annulaires) que dans les sections longitudinales.

Les méthodes de calcul des tuyaux sont indiquées dans des Manuels de calcul particuliers. Les tuyaux sont choisis dans le catalogue industriel en fonction de la pression, de la profondeur et du mode de pose, en utilisant les barêmes insérés au catalogue.

Les puits en béton armé des regards de visite des réseaux de distribution et d'évacuation des eaux ont le plus souvent une forme circulaire en plan (fig. XI.50, *a*). Les diamètres normalisés intérieurs sont 1000, 1500 et 2000 mm, pour un diamètre du goulot de 700 mm. La profondeur du puits, fonction de celle de la conduite à desservir, peut varier dans de larges limites. Elle est prise multiple de 300 mm.

Les éléments annulaires des parois en béton armé du puits, ou ceintures, ont une hauteur de 600 ou de 900 mm, l'épaisseur de la paroi est de 80 à 100 mm. Les ceintures inférieures possèdent des ouvertures des quatre côtés pour les conduites entrante et sortante. Le montage terminé, les ouvertures restées vides et les jeux entre tuyaux et ceintures sont remplis de béton.

Les ceintures sont posées sur un radier plat épais de 100 à 120 mm et recouvertes en haut d'une dalle plate épaisse de 150 mm munie d'une ouverture de 700 mm de diamètre au-dessus de laquelle est disposé le goulot. Le diamètre du radier, de 500 mm supérieur au diamètre intérieur des ceintures, est égal à 1500, 2000 et 2500 mm ; le diamètre de la dalle supérieure est égal au diamètre extérieur des ceintures (1160, 1680 ou 2200 mm).

Le goulot est recouvert d'une dalle en béton armé de 840 mm de diamètre, épaisse de 70 mm, percée d'un trou de diamètre d = = 580 mm protégé par une plaque standard en fonte. Si le puits est situé sur la voie publique ou dans une entreprise industrielle avec circulation de véhicules lourds, la dalle circulaire recouvrant le goulot est remplacée par une dalle routière de 1150 × 2500 mm épaisse de 220 mm, percée en son centre d'un trou de puits de 580 mm

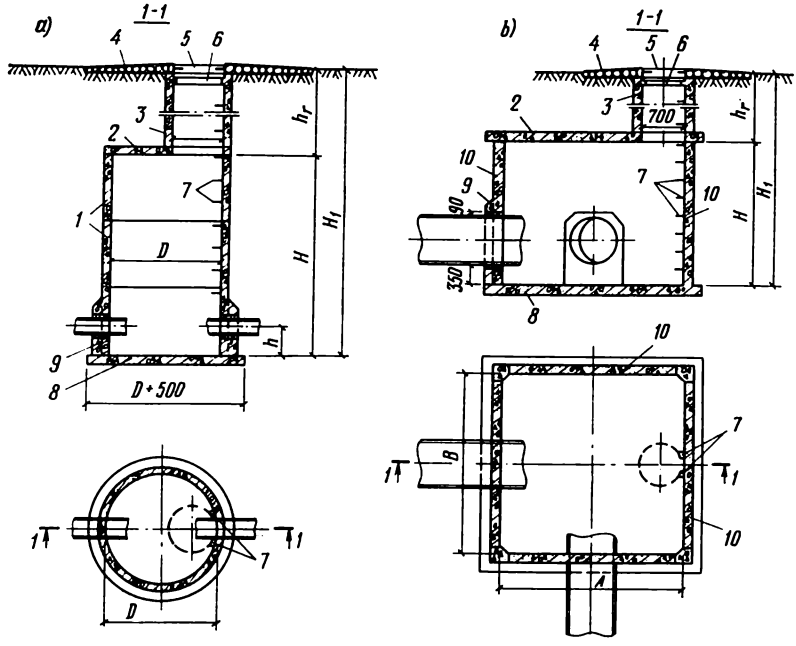


FIG. XI.50. Puits en béton armé:

a, puits rond; *b*, puits rectangulaire; *1*, ceintures; *2*, dalle supérieure; *3*, ceinture de goulot; *4*, talus; *5*, plaque métallique; *6*, anneau d'assise de la plaque; *7*, crampons; *8*, radier; *9*, béton coulé en place autour des conduites; *10*, panneaux des murs plats

de diamètre. Autour du goulot, la dalle routière repose sur un sol de sable compacté de 250 mm d'épaisseur.

La partie basse du puits peut avoir une forme rectangulaire (fig. XI.50, *b*); on utilise à cet effet des panneaux-types des murs pour réservoirs rectangulaires (voir § XI.4).

La capacité portante des structures-types en béton armé permet de placer le radier à une profondeur de 7 m, et la dalle supérieure, de 0,5 à 3 ou 4 m, en fonction de la surcharge en surface.

§ XI.8. CONCEPTION ET CALCUL DES CHATEAUX D'EAU

Les châteaux d'eau ont pour fonction de régler la pression dans les réseaux de distribution des eaux.

L'élément principal de tout château d'eau est le réservoir. Sa contenance et hauteur d'implantation sont choisies en fonction de l'intensité de la consommation d'eau et de la pression à assurer au réseau.

Les châteaux d'eau sont très variés d'après leur contenance (de 15 à 3000 m^3) et d'après la hauteur de la structure d'appui, appelée pylône (de 6 à 50 m).

On distingue les châteaux d'eau avec enceinte de protection (fig. XI.51, *a*), dont le réservoir est enfermé dans une espèce de coque appelée à maintenir une température requise, et les châteaux d'eau sans enceinte (fig. XI.51, *b*) où la couche thermo-isolante (quand elle existe) est appliquée directement sur les parois. Les châteaux d'eau sans enceinte de protection (ou d'un type mixte) sont plus avantageux, car ils sont plus faciles à construire, leur pylône est moins lourd et le coût de la construction est plus bas.

Le château d'eau peut avoir un réservoir unique (fig. XI.51, *a*, *b*) ou plusieurs réservoirs (fig. XI.51, *c*).

Les calculs technico-économiques montrent que, la hauteur et le schéma du château d'eau étant les mêmes, le coût de la construction ne dépend presque pas de la contenance du réservoir: une augmentation de la contenance de 30 à 40 % ne fait augmenter le coût que de 3 à 6 %. Les réservoirs étant les mêmes, le coût est proportionnel à la hauteur.

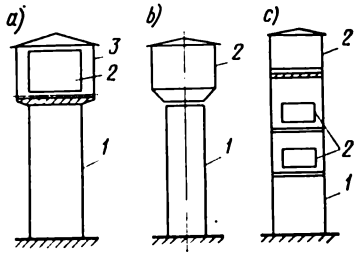


FIG. XI.51. Différents types de châteaux d'eau:
1, pylône; *2*, réservoir; *3*, enceinte de protection

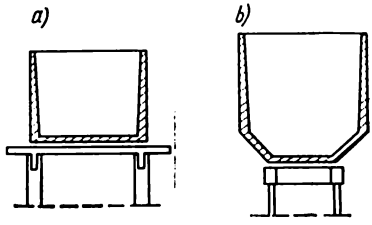


FIG. XI.52. Réservoirs des châteaux d'eau

Les données de l'analyse technico-économique ont conduit à une série de paramètres normalisés des châteaux d'eau: hauteur de 9 à 27 m pour une contenance de 25 à 50 m³ et hauteur de 12 à 42 m (multiple de 3 m) pour une contenance de 150, 250, 500 et 1000 m³.

Le réservoir est fait en béton armé ou en acier. Le réservoir le plus simple en béton armé a une paroi cylindrique et un fond porteur plat reposant sur le plancher plein en béton armé de la structure d'appui (fig. XI.52, *a*). Ce sont les réservoirs à paroi cylindrique en haut et tronconique en bas, à fond porteur, qui procurent l'économie la plus grande (30 à 40 %) et la dépense de matériaux la plus faible.

Si le réservoir en béton armé a une contenance élevée, sa paroi doit être précontrainte afin de résister convenablement à la fissuration. La précontrainte étant difficile à réaliser à une grande hauteur, on préfère souvent des réservoirs métalliques (voir § XI.6).

Le pylône est généralement en béton armé. Si la contenance du réservoir n'est pas grande, en fonction des conditions d'implanta-

tion, on utilise aussi des pylônes métalliques, et si la hauteur est de 9 à 12 m, le pylône est construit en briques sous forme d'un fût cylindrique aux parois épaisses de 250 à 380 mm. La figure XI.53 représente un château d'eau sans enceinte de protection, à réservoir métallique et sur pylône en briques.

Le pylône en béton armé a la forme d'une coque cylindrique pleine coulée en place (fig. XI.54, *a*) ou d'un système de barres tridimensionnel (fig. XI.54, *b*); il existe aussi des systèmes réticulés (fig. XI.55). Ce sont les pylônes préfabriqués en béton armé du type réticulé qui assurent le minimum de frais: leur coût est 1,5 à 2 fois moins grand que pour les pylônes pleins en béton coulé en place et 2 à 3 fois moins grand que pour les pylônes en briques; quant aux pylônes métalliques, ils ont sensiblement le même prix.

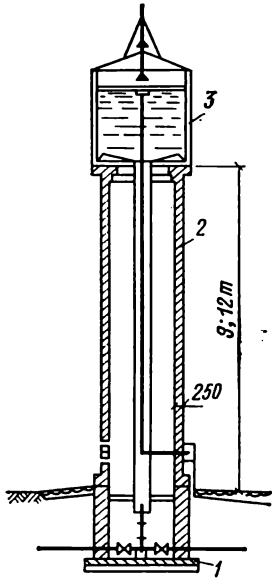


FIG. XI.53. Château d'eau sur pylône en briques:

1, fondation; *2*, pylône en briques; *3*, réservoir métallique

Les châteaux d'eau à pylône en béton armé sous forme de coque coulée en place (fig. XI.54, *a*) sont construits au moyen d'un coffrage glissant réutilisable. La nécessité d'assurer un déplacement correct du coffrage impose une épaisseur de la paroi beaucoup plus grande que celle qui est nécessaire d'après les calculs, ce qui augmente le coût de la construction. Un pylône de ce type n'est rationnel que pour une hauteur considérable (24 m au moins) et une contenance élevée (800 m^3 au moins). Le fût du pylône prend appui sur une fondation en béton armé coulée en place, munie d'une nervure annulaire entourant le fût.

Un pylône en béton armé du type à portiques (fig. XI.54, *b*) diminue la dépense des matériaux, mais il est moins facile à construire qu'un pylône à paroi pleine: ce sont les nœuds rigides qui s'avèrent les plus délicats.

Le pylône réticulé préfabriqué en béton armé (fig. XI.55, *a*) est constitué par des losanges (fig. XI.55, *b*) et des ceintures (fig. XI.55, *c*). Un losange se forme à partir de montants inclinés et d'éléments de ceinture assemblés sur le sol. Tous les éléments préfabriqués sont munis d'aciers en attente qui viennent se souder sur des goussets dans les nœuds. Les joints sont remplis de béton (fig. XI.55, *d*).

Les structures d'un château d'eau qui font l'objet d'un calcul spécial sont le réservoir, le pylône, la fondation et l'enceinte de protection. Les réservoirs cylindriques sont calculés comme il a été dit dans les §§ XI.3 et XI.6, et les éléments de l'enceinte de protec-

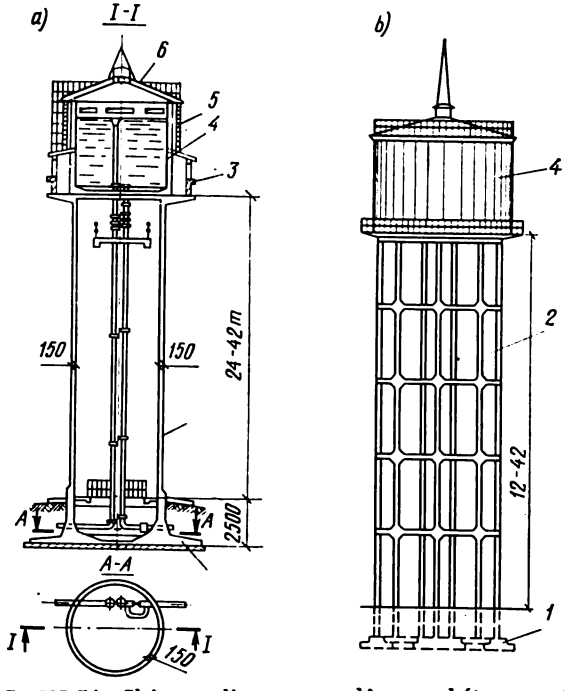


FIG. XI.54. Château d'eau sur pylône en béton armé:

a, avec pylône à paroi pleine coulé en place; *b*, avec pylône à portiques; *1*, fondation en béton armé; *2*, pylône; *3*, enceinte de protection surbaissée (galerie calorifugée); *4*, réservoir (en béton armé); *5*, couche thermo-isolante sur la paroi du réservoir; *6*, toit

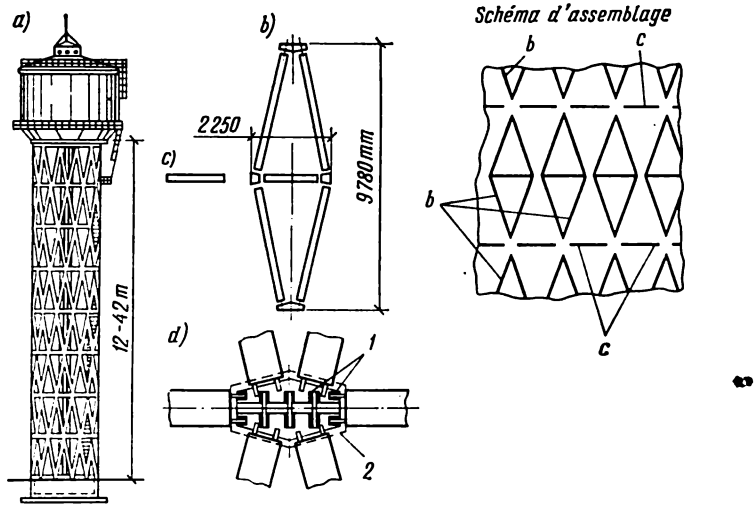


FIG. XI.55. Château d'eau sur pylône réticulé préfabriqué en béton armé:

1, soudage sur chantier; *2*, limite du bétonnage de scellement

tion, de la toiture du réservoir et des plates-formes de service, comme il a été dit dans les Chapitres IX et X.

Au calcul du pylône et de la fondation, on adopte comme charges fondamentales (fig. XI.56) le poids du réservoir rempli d'eau G_1, le poids propre du pylône G_2, le poids de la fondation avec remblai G_3 et les efforts horizontaux provenant de la pression du vent sur l'enceinte de protection (le réservoir) P_1 et sur le pylône P_2.

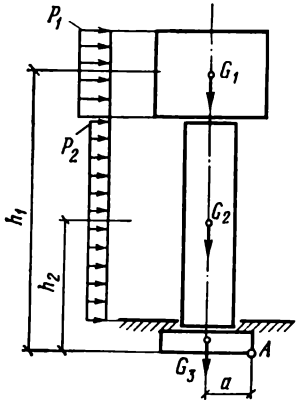


FIG. XI.56. Pour le calcul d'un château d'eau

Le pylône dans son ensemble travaille à la compression et à la flexion sous l'action des charges G_1, G_2 et du moment fléchissant (dû à P_1, P_2) dont la valeur maximale est enregistrée au niveau de la fondation. Si la paroi du pylône est pleine, le calcul est fait pour une section transversale annulaire. Un pylône à portiques et un pylône réticulé sont considérés comme des systèmes de barres tridimensionnels.

Les cotes d'implantation de la fondation sont calculées compte tenu de la pression maximale sur le sol sous la fondation due à l'action cumulée de la force normale et du moment.

La stabilité de l'ouvrage dans son ensemble est vérifiée en envisageant son basculement imaginaire du côté sous le vent autour du nu de la fondation (fig. XI.56, point A). Le moment de basculement dû au vent et le moment antibasculement dû au poids propre des éléments de l'ouvrage sont calculés par les formules

$$M_b = \Sigma P_i h_i; \quad M_{ab} = \Sigma G_i a_i.$$

L'effet du vent est pris en compte avec un coefficient de surcharge $n = 1{,}3$, et le poids propre des structures (en supposant que le réservoir est vide), avec un coefficient de surcharge diminué $n = 0{,}9$.

Le coefficient de stabilité au basculement est

$$k = \frac{M_{ab}}{M_b} \geqslant 1{,}5.$$

CHAPITRE XII

QUELQUES EXEMPLES DE PROJETS DE STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ

§ XII.1. GÉNÉRALITÉS

Le lecteur trouvera dans ce chapitre quelques exemples caractéristiques de calcul et de conception de structures en béton armé utilisées dans les ouvrages des réseaux de distribution et d'évacuation des eaux. La plupart des pièces étudiées ont été conçues pour la construction des réservoirs rectangulaires en éléments préfabriqués. Il s'agit plus particulièrement d'un réservoir de 6000 m³ de capacité, de dimensions 36 × 36 m en plan (fig. XII.1). Conformément au projet, ce réservoir reçoit une toiture en éléments préfabriqués qui existe en deux variantes :

1° toiture de hourdis nervurés sur poutres, supportée par un quadrillage de poteaux de 6 × 6 m (fig. XII.1, *b*) ;

2° toiture de dalles reposant directement sur les poteaux au quadrillage de 4 × 4 m (fig. XII.1, *c*).

En première variante, nous calculerons :

un panneau de toiture non précontraint (§ XII.2) ;

un panneau de toiture précontraint (§ XII.3) ;

une poutre à travées multiples préfabriquée (§ XII.5).

En deuxième variante, nous nous proposons de calculer :

un panneau de toiture carré bordé de nervures (§ XII.4) ;

un poteau avec semelle (§ XII.6) ;

un mur en panneaux préfabriqués en béton armé (§ XII.7).

Nous étudierons en outre le mur précontraint d'un réservoir cylindrique enterré en éléments préfabriqués en béton armé (§ XII.8).

§ XII.2. PANNEAU DE TOITURE NERVURÉ SANS PRÉCONTRAINTE

Ce panneau fera partie de la toiture montrée sur la figure XII.1, *b*. Il est représenté sur la figure XII.2, *a*. La masse de 1 m² du panneau est 275 kg. Béton de classe M 300, coefficient de comportement $m_{b1} = 1$. Armatures principales des nervures en acier de classe A-III.

Longueur de flambement, recensement des charges. On se donne à priori les dimensions de la section de la poutre : $h = \frac{1}{10} l = \frac{1}{10} 600 = 60$ cm ; $b = 0{,}5h = 0{,}5 \times 60 = 30$ cm. Puisque le panneau repose sur les consoles des poutres (voir fig. XII.6), on prend comme longueur du panneau $l_p = 555$ cm, et comme longueur d'appui sur

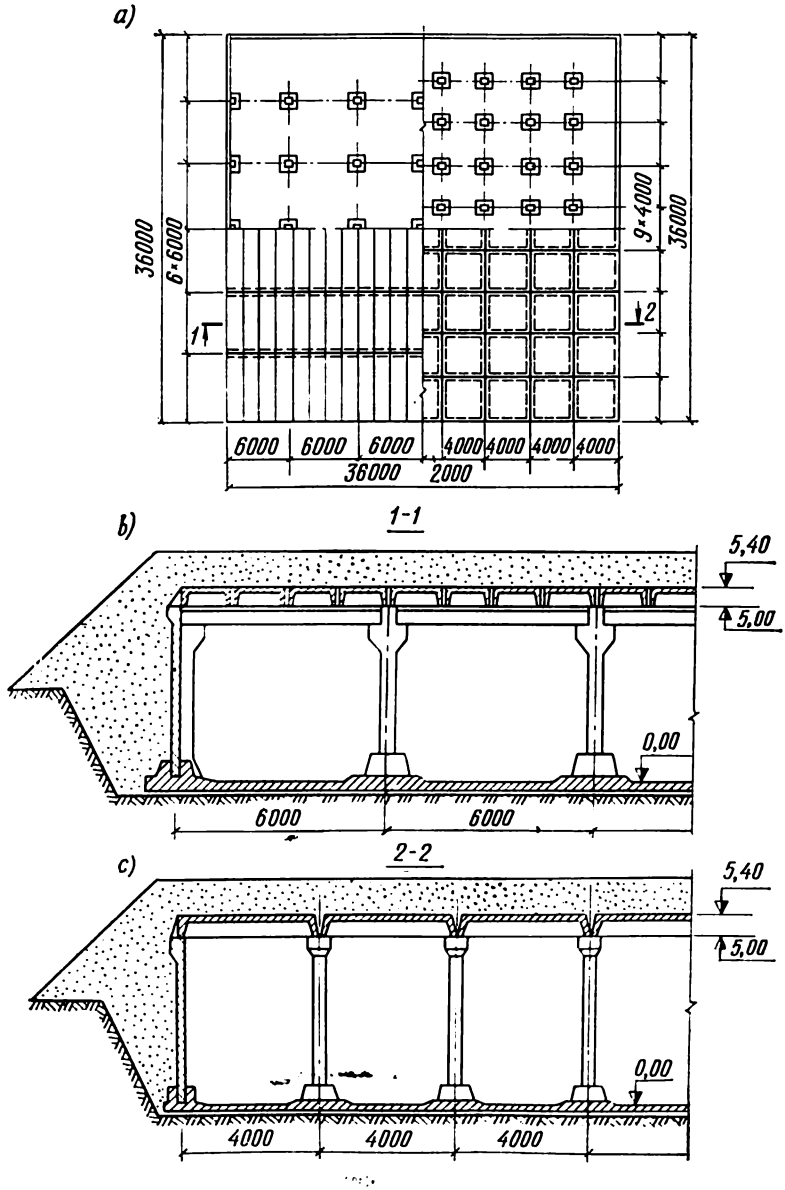


FIG. XII.1. Réservoir rectangulaire en éléments préfabriqués en béton armé (pour illustrer les exemples de calcul):

a, vue en plan; *b* et *c*, vues en coupe

la console de la poutre, 10 cm. La longueur de flambement (portée libre) sera donc $l_0 = 555 - 10 = 545$ cm.

Les charges caractéristiques et de calcul sont résumées dans le Tableau XII.1.

La charge totale *de calcul*, déterminée suivant les états-limites ultimes, pour 1 m de longueur du panneau de 1,5 m de largeur nominale est

$$q = 2640 \times 1{,}5 = 3960 \text{ kgf/m } (39\,600 \text{ N/m}).$$

Les charges *caractéristiques* par 1 m de longueur du panneau, exprimées en kgf/m (N/m), sont:

— charge permanente $g^c = 2040 \times 1{,}5 = 3060$ (30 600);

— surcharge de longue durée (effet de la neige) $p^c_{ld} = (100 - 70)\,1{,}5 = 45$ (450);

— surcharge de courte durée (le panneau étant assimilé à une plate-forme de service) $p^c_{cd} = 150 \times 1{,}5 = 225$ (2250);

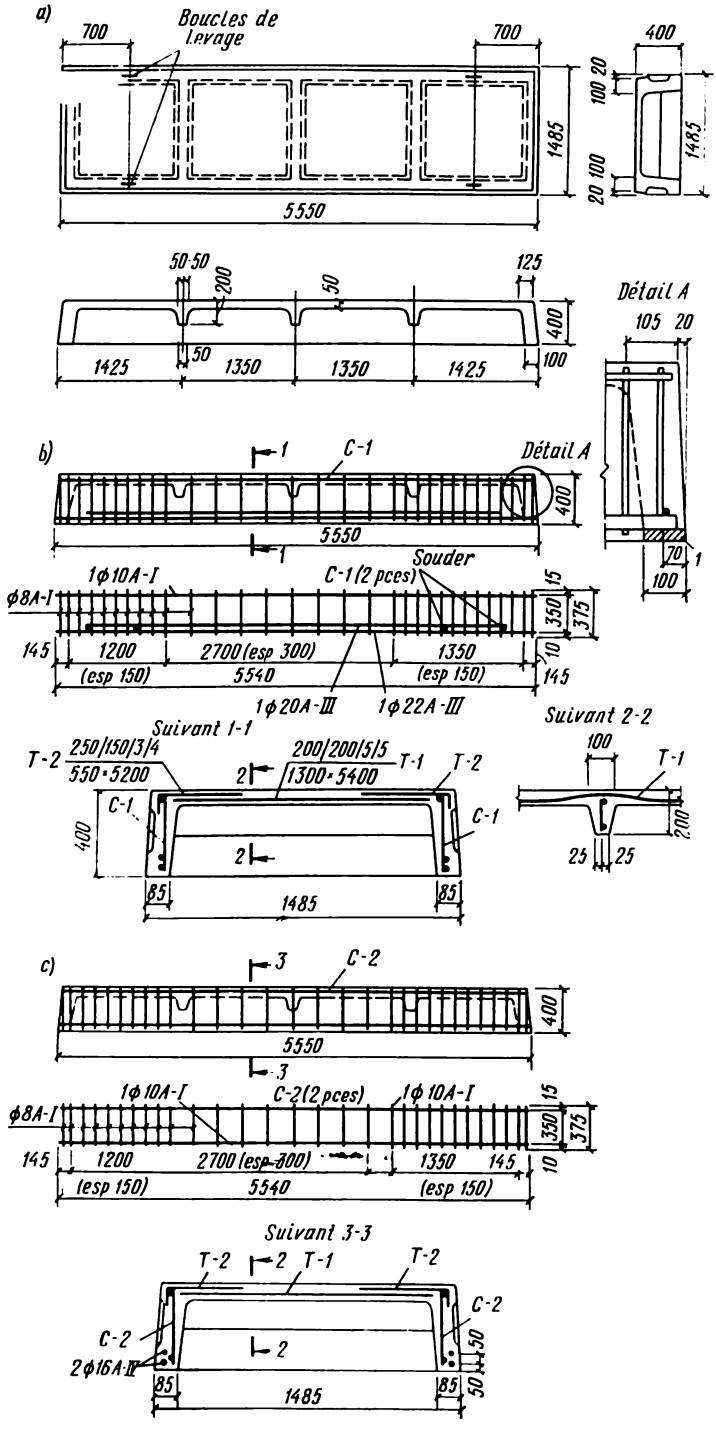
— charge caractéristique totale maximale $q^c = 3285$ (32 850).

Données sur les matériaux. Pour le béton M 300, on trouve dans les Annexes III, IV et V les valeurs de $R^c_{pr} = R_{prII} = 170$ kgf/cm² (17 MPa); $R^c_{tr} = R_{trII} = 15$ kgf/cm² (1,5 MPa); $R_{pr} = 135$ kgf/cm² (13,5 MPa); $R_{tr} = 10$ kgf/cm² (1 MPa); $E_b = 290\,000$ kgf/cm² (29 000 MPa).

TABLEAU XII.1

Charges caractéristiques et de calcul (suivant les états-limites ultimes) sur 1 m² de la toiture

Charges	Charge caractéristique, kgf/m² (N/m²)	Coefficient de surcharge	Charge de calcul suivant les états-limites ultimes, kgf/m² (N/m²)
Charges permanentes :			
panneaux préfabriqués en béton armé	275 (2750)	1,1	303 (3030)
coulée de liaison en ciment 0,025×2200	55 (550)	1,3	71 (710)
tapis imperméable	10 (100)	1,3	13 (130)
remblai sur la toiture	1700 (17 000)	1,2	2040 (20 400)
Total : charges permanentes	2040 (20 400)		2430 (24 300)
Surcharges :			
effet de la neige	100 (1000)	1,4	140 (1400)
(ou) surcharge comme sur plate-forme de service	150 (1500)	1,4	210 (2100)
Charge totale maximale	2190 (21 900)		2640 (26 400)


a)
Boucles de levage
700
700
400
100 20
20 100
1485
1485
5550
50·50
200
50
125
400
1425
50
1350
1350
1425
100
Détail A
105 20
b)
1
C-1
Détail A
400
5550
1
70
1
100
Souder
1φ10A-I
C-1 (2 pces)
φ8A-I
15
350
375
145
1200
2700 (esp 300)
1350
10
(esp 150)
5540
(esp 150)
145
1φ20A-III
1φ22A-III
Suivant 1-1
Suivant 2-2
T-2
250/150/3/4
550·5200
200/200/5/5
1300·5400
T-1
T-2
2
C-1
C-1
400
2
85
1485
85
100
T-1
200
25
25
c)
3
C-2
400
5550
3
1φ10A-I
C-2 (2 pces)
1φ10A-I
φ8A-I
15
350
375
145
1200
2700 (esp 300)
1350
145
10
(esp 150)
5540
(esp 150)
Suivant 3-3
T-2
2
T-1
T-2
C-2
C-2
2φ16A-II
2
50
50
85
1485
85

Armature des nervures (carcasses soudées) : armatures longitudinales principales en barres d'acier de classe A-III de diamètre égal ou supérieur à 10 mm, $R_a = 3600$ kgf/cm² (360 MPa), $E_a = 2\,000\,000$ kgf/cm² (200 000 MPa) ; armatures transversales et de montage en acier de classe A-I, $R_a = 2100$ kgf/cm² (210 MPa), $R_{a.tr} = 1700$ kgf/cm² (170 MPa), $E_{a.tr} = 2\,100\,000$ kgf/cm² (210 000 MPa) (Annexe VI). Armature du hourdis (treillis soudé) en acier de classe B-I, $R_a = 3150$ kgf/cm² (315 MPa) (Annexe VII).

Calcul aux états-limites ultimes

Section à donner aux nervures. La hauteur de la nervure (sans précontrainte) est choisie empiriquement entre $h = 1/14$ et $h = 1/18$ de la portée libre l_0. Puisque la charge est grande, on retient $h = l_0/14 = 545/14 \approx 40$ cm et l'on donne à la nervure une largeur (au bas de la section) égale à 8,5 cm.

Hauteur utile de la nervure $h_0 = h - a = 40 - 7 = 33$ cm (en supposant que les aciers tendus seront disposés en double file). Largeur totale des nervures du panneau (valeur moyenne, compte tenu de la dépouille) $b \approx 22$ cm.

Vérifions les conditions (VI.44) et (VI.45) :

$$k_1 R_{tr} b h_0 \leqslant Q \leqslant 0{,}35 R_{pr} b h_0 \text{ (avec } Q = 0{,}5 q l_0);$$

$$0{,}6 \times 10 \times 22 \times 33 \leqslant 0{,}5 \times 3960 \times 5{,}45 \leqslant 0{,}35 \times 135 \times 22 \times 33;$$

$$4350 \text{ kgf } (45{,}3 \text{ kN}) < 10\,800 \text{ kgf } (108 \text{ kN}) < 34\,300 \text{ kgf } (343 \text{ kN}).$$

La section choisie est donc convenable ; les armatures transversales prévues dans les nervures reporteront une fraction de l'effort.

Calcul de résistance suivant les sections normales. Le moment fléchissant maximal (à mi-portée) est

$$M = \frac{q l_0^2}{8} = \frac{3960 \times 5{,}45^2}{8} = 14\,700 \text{ kgf}\cdot\text{m} (147 \text{ kN}\cdot\text{m}).$$

On retient pour le calcul une section en T (fig. XII.3) en prenant la largeur totale du hourdis $b'_h = 150$ cm (voir § VI.3). Supposant que $x \leqslant h'_h$, on assimile la section à un profil rectangulaire $b'_h \times h_0$. D'après la formule (VI.13)

$$A_0 = \frac{M}{b'_h h_0^2 R_{pr}} = \frac{1\,470\,000}{150 \times 33^2 \times 135} = 0{,}067.$$

En fonction de $A_0 = 0{,}067$, le Tableau VI.1 donne $\xi = 0{,}07$ et $\eta = 0{,}965$. Ainsi donc, la hauteur de la zone comprimée $x = \xi h_0 = 0{,}07 \times 33 = 2{,}3$ cm est bien inférieure à $h'_h = 5$ cm.

← FIG. XII.2. Panneau de toiture nervuré :
a, dimensions du coffrage ; *b*, plan de ferraillage sans précontrainte ; *c*, idem, avec précontrainte ; *1*, plaque de scellement en acier

D'après la formule (VI.14), la section de l'armature longitudinale est

$$F_a = \frac{M}{\eta h_0 R_a} = \frac{1\,470\,000}{0{,}965 \times 33 \times 3\,600} = 12{,}8 \text{ cm}^2.$$

On retient comme armatures longitudinales 2 ∅ 20 + 2 ∅ 22 de classe A-III avec F_a = 13,88 cm² (Annexe VIII). Les barres seront disposées en double file (voir fig. XII.2, *b*).

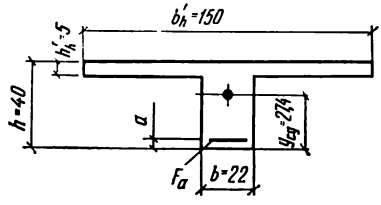


FIG. XII.3. Section retenue lors du calcul du panneau

Calcul de résistance suivant les sections obliques. L'effort tranchant maximal (sur appui) est

$$Q = 0{,}5ql_0 = 0{,}5 \times 3960 \times 5{,}45 = 10\,800 \text{ kgf (108 kN)}.$$

Chaque nervure sera armée par une carcasse soudée (fig. XII.2, *b*). Chaque barre transversale aura comme diamètre d_{tr} = 8 mm (f_{tr} = 0,5 cm²); on a au total n = 2 barres (deux nervures) avec $F_{tr} = f_{tr}n = 0{,}5 \times 2 = 1$ cm².

L'effort de calcul à l'unité de la longueur de la nervure repris par les barres transversales est égal, conformément à la formule (VI.53), à

$$q_{tr} = \frac{Q^2}{4k_2bh_0^2R_{tr}} = \frac{10\,800^2}{4 \times 2 \times 22 \times 33^2 \cdot 10} = 61 \text{ kgf/cm (610 N/cm)}.$$

Il ne doit pas être inférieur à

$$q_{tr} = \frac{R_{tr}b}{2} = \frac{10 \times 22}{2} = 110 \text{ kgf/cm (1100 N/cm)}.$$

L'écartement des barres transversales se déduit de l'égalité (VI.54):

$$u = \frac{R_{a.\,tr}F_{tr}}{q_{tr}} = \frac{1700 \times 1}{110} = 15{,}5 \text{ cm}.$$

La condition (VI.55) donne

$$u_{max} = \frac{0{,}75k_2R_{tr}bh_0^2}{Q} = \frac{0{,}75 \times 2 \times 10 \times 22 \times 33^2}{10\,800} = 33 \text{ cm}.$$

L'écartement dicté par les dispositions constructives (voir § VI.1) est $u \leqslant h/2 = 40/2 = 20$ cm; $u \leqslant 15$ cm.

On retient donc u = 15 cm, conformément à la plus petite valeur de l'écartement des barres transversales pour les portions des nervures voisines aux appuis de longueur $^1/_4 l_0$.

Au milieu de la travée on prendra $u = {}^3/_4 h = 3 \times 40/4 = 30$ cm (voir fig. XII.2, *b*).

Calcul du hourdis. La longueur du panneau entre nus des nervures longitudinales est $l_1 = 148{,}5 - 2 \times 12 \approx 125$ cm, et entre nus des nervures transversales $l_2 = 135 - 2 \times 5 = 125$ cm. Le rapport $l_1/l_2 = 1$ permet d'assimiler le hourdis à une dalle encastrée suivant le contour et possédant la même armature en travée et sur appui.

La charge de calcul sur 1 m² du hourdis de 5 cm d'épaisseur, compte tenu de sa propre masse et des données du Tableau XII.1, est égale à

$$q = 0{,}05 \times 2500 \times 1{,}1 + (71 + 13 + 2040) + 210 \approx$$
$$\approx 2475 \text{ kgf/m}^2 \ (24{,}75 \text{ kN/m}^2).$$

Le moment fléchissant de calcul sur appui et en travée sera calculé comme il a été dit dans le § X.2 pour le cas des treillis soudés en rouleaux :

$$M = \frac{ql_1^2}{42} = \frac{2475 \times 1{,}25^2}{42} = 81 \text{ kgf}\cdot\text{m} \ (810 \text{ N}\cdot\text{m}).$$

Le calcul de la section du hourdis donne $h_0 = h - a = 5 - 2 = 3$ cm, $b = 100$ cm. D'après la formule (VI.13)

$$A_0 = \frac{M}{bh_0^2 R_{\text{pr}}} = \frac{8100}{100 \times 3^2 \times 135} = 0{,}067.$$

En fonction de cette valeur de A_0, le Tableau VI.1 donne $\eta = 0{,}965$. La section à donner aux armatures, définie par (VI.14), est

$$F_a = \frac{M}{\eta h_0 R_a} = \frac{8100}{0{,}965 \times 3 \times 3150} = 0{,}89 \text{ cm}^2.$$

Grâce à la contribution des nervures disposées suivant le périmètre, cette section peut être diminuée de 20 % (voir Chapitre X).

Nous disposerons donc en travée un treillis soudé présentant les mêmes armatures principales $F_a = 0{,}98$ cm² dans les deux sens du type 200/200/5/5, de 1300 mm de large et de 5400 mm de long. Au-dessus des nervures longitudinales seront placés des treillis avec des armatures transversales principales (porteuses) $F_a = 0{,}84$ cm² du type 250/150/3/4, de 550 mm de large et de 5200 mm de long.

Calcul aux états-limites d'utilisation

La surcharge caractéristique de courte durée, comparée à la charge caractéristique totale, ne fait que

$$p_{\text{cd}}^{\text{c}}/q^{\text{c}} = \frac{225}{3285} 100 = 6{,}8\,\%.$$

Nous admettons donc que toute la charge agit pendant une longue durée.

Calcul de la flèche du panneau. La charge de calcul est égale à la charge caractéristique multipliée par un coefficient de surcharge

$n = 1$. La charge totale, égale à la surcharge de longue durée, est $q_{II} = 3285$ kgf/m.

Cherchons la flèche à mi-portée où le moment fléchissant est $M_{II} = q_{II} l_0^2/8 = 32{,}85 \times 545^2/8 = 1\,220\,000$ kgf·cm (122 kN·m).

Calculons les caractéristiques géométriques pour la section en T retenue (fig. XII.3). L'existence de l'armature sera négligée, car elle influe très peu sur les résultats des calculs.

La section est égale à

$$F_p \approx F = 22 \times 40 + 128 \times 5 = 880 + 640 = 1520 \text{ cm}^2.$$

Le moment statique par rapport au bord inférieur de la section est

$$S_p \approx S = 880 \times 20 + 640 \times 37{,}5 = 17\,600 + 24\,000 = 41\,600 \text{ cm}^3.$$

La distance entre le bord inférieur de la section et le centre de gravité de cette dernière est

$$y_{cg} = S/F = 41\,600/1520 = 27{,}4 \text{ cm}.$$

Le moment d'inertie de la section est

$$J_p \approx J = \frac{22 \times 40^3}{12} + 22 \times 40 \times 7{,}4^2 +$$

$$+ \frac{128 \times 5^3}{12} + 128 \times 5 \times 10{,}1^2 = 226\,520 \text{ cm}^4.$$

Le module de résistance par rapport au bord tendu de la section est

$$W_0 = \frac{J}{y_{cg}} = \frac{226\,530}{27{,}4} = 8250 \text{ cm}^3.$$

Calculons le module de résistance de la section, compte tenu des déformations anélastiques du béton en zone tendue, à l'aide de la formule (VI.77) en tirant la valeur de $\gamma = 1{,}5$ du Tableau VI.2:

$$W_f = \gamma W_0 = 1{,}5 \times 8250 = 12\,380 \text{ cm}^3.$$

La distance e_{0pc} (voir fig. VI.21) est égale à

$$e_{0pc} = y_{cg} - a = 27{,}4 - 7 = 20{,}4 \text{ cm}.$$

Calculons les grandeurs auxiliaires d'après les formules (VI.91) à (VI.96) et les dimensions de la section retenue (voir fig. XII.3), compte tenu de l'absence de l'armature comprimée $F_a' = 0$ et de la nullité de la force longitudinale et de l'effort de précontrainte:

$$M_f = M_{ext}^{noy} = M; \quad N_0 = 0; \quad M_{pc}^{noy} = 0;$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^6}{0{,}29 \cdot 10^6} = 6{,}9; \quad \mu = \frac{F_a}{bh_0} = \frac{13{,}88}{22 \times 33} = 0{,}019;$$

$$\gamma' = \frac{(b_h' - b)\, h_h'}{bh_0} = \frac{(150 - 22)\, 5}{22 \times 33} = 0{,}88;$$

$$T = \gamma'\left(1 - \frac{h'_h}{2h_0}\right) = 0{,}88\left(1 - \frac{5}{2\times 33}\right) = 0{,}81\,;$$

$$L = \frac{M_{II}}{bh_0^2 R_{prII}} = \frac{1\,220\,000}{22\times 33^2\times 170} = 0{,}3\,;$$

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + [1 + 5\,(L+T)]/10\mu n} =$$

$$= \frac{1}{1{,}8 + [1 + 5\,(0{,}3 + 0{,}81)]/10\times 0{,}019\times 6{,}9} = 0{,}147\,;$$

$$z_1 = h_0\left[1 - \frac{\gamma' h'_h/h_0 + \xi^2}{2\,(\gamma' + \xi)}\right] = 33\left[1 - \frac{0{,}88\times 5/33 + 0{,}147^2}{2\,(0{,}88 + 0{,}147)}\right] =$$

$$= 33\times 0{,}92 = 30{,}3 \text{ cm}\,;$$

la formule approchée (VI.91a) donne

$$z_1 = h_0 - h'_h/2 = 33 - 2{,}5 = 30{,}5 \text{ cm}\,;$$

$$m = \frac{R_{tr\,II} W_f}{M_{ext}^{noy}} = \frac{15\times 12\,380}{1\,220\,000} = 0{,}152\,;$$

$$\psi_a = 1{,}25 - sm = 1{,}25 - 0{,}8\times 0{,}152 = 1{,}13 > 1\,;$$

on pose donc $\psi_a = 1$.

La raideur caractéristique flexionnelle du panneau se calcule suivant les formules (VI.100) et (VI.100a):

$$B = \frac{h_0 z_1 E_a F_a}{\psi_a\,(1 - z_1/e_{a.c}) + \psi_b r_{a.b}} = \frac{33\times 30{,}3\times 2\times 10^6\times 13{,}88}{1 + 0{,}9\times 0{,}86} =$$

$$= 15{,}6\cdot 10^9 \text{ kgf}\cdot\text{cm}^2\ (1{,}56\cdot 10^9 \text{MPa}\cdot\text{cm}^4),$$

où $e_{a.c} = \infty$ (la précontrainte est inexistante, $N_0 = 0$); $\nu = 0{,}15$ (action prolongée de la charge); $\psi_b = 0{,}9$;

$$r_{a.b} = \frac{E_a F_a}{(\gamma' + \xi)\, bh_0 E_b \nu} = \frac{2\cdot 10^6\times 13{,}88}{(0{,}88 + 0{,}147)\ 22\times 33\times 0{,}29\cdot 10^6\times 0{,}15} = 0{,}86.$$

La flèche maximale à mi-portée du panneau sous la charge uniformément répartie $q_{II} = 3285$ kgf/m (32,85 kN/m) est calculée à l'aide de la formule établie pour une poutre à simple travée librement posée sur deux appuis:

$$f = \frac{5}{384}\,\frac{q_{II} l_0^4}{B} = \frac{5}{384}\,\frac{32{,}85\times 545^4}{15{,}6\cdot 10^9} = 2{,}41 \text{ cm};$$

autrement dit, la flèche reste en dessous de la valeur limite admissible $f = 2{,}5$ cm pour 5 m $\leqslant l \leqslant$ 10 m (voir § VI.6).

Calcul de l'ouverture des fissures dans les nervures du panneau. La structure en question doit avoir une résistance à la fissuration de la 3e catégorie, ce qui revient à dire que l'ouverture des fissures sous une charge de longue durée ne doit pas dépasser $a_{f.ld} = 0{,}3$ mm avec un coefficient de surcharge n égal à 1.

La contrainte dans l'acier à mi-portée se calcule à l'aide de la formule (VI.101) en y posant $N_0 = 0$ (car il n'y a pas de précontrainte) :

$$\sigma_a = \frac{M_{II}}{F_a z_1} = \frac{1\,220\,000}{13{,}88 \times 30{,}3} = 2\,900 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (290 MPa)}.$$

Calculons l'ouverture des fissures normales à l'aide de la relation (V.13) en y posant $k = 1$, $c_{1d} = 1{,}5$ (action prolongée de la charge) ; $\eta = 1$ (barres à haute adhérence) ; $\mu = 0{,}019$. Il vient

$$a_f\,(\text{mm}) = kc_{1d}\eta \frac{\sigma_a}{E_a} 20\,(3{,}5 - 100\mu) \sqrt[3]{d\,(\text{mm})} =$$

$$= 1 \times 1{,}5 \times 1 \frac{2\,900}{2 \cdot 10^6} 20\,(3{,}5 - 100 \times 0{,}019) \sqrt[3]{22} = 0{,}195 \text{ mm}.$$

Autrement dit, l'ouverture reste en dessous de la limite admissible $a_{f.1d} = 0{,}3$ mm.

Calculons l'ouverture des fissures obliques dans la nervure au moyen des formules (VI.103) à (VI.106) en tenant compte de l'action prolongée de la charge, en posant $N_0 = 0$ (il n'y a pas de précontrainte), $\mu_r = 0$ (il n'y a pas d'armatures relevées), $d_{max} = d_{tr} = 8$ mm (diamètre des cadres) et en admettant que la section considérée se trouve à la distance h_0 de l'appui :

$$Q_{II} = q_{II}\,(0{,}5l_0 - h_0) = 32{,}85\,(0{,}5 \times 545 - 33) = 7870 \text{ kgf (78,7 kN)};$$

$$t = \frac{Q_{II}}{bh_0} = \frac{7870}{22 \times 33} = 10{,}8\,;$$

$$\mu_p = \mu_{tr} = F_{tr}/bu = 1/(22 \times 15) = 0{,}00303\,;$$

$$k = (20 - 1200\mu_p)\,10^3 = (20 - 1200 \times 0{,}00303)\,10^3 = 16{,}3 \cdot 10^3\,;$$

$$a_f\,(\text{mm}) = c_{1d}k\,[h_0 + 30d_{max}\,(\text{mm})] \frac{\eta}{\mu_p} \frac{t^2}{E_a^2} =$$

$$= 1{,}5 \times 16{,}3 \cdot 10^3\,(330 + 30 \times 8) \frac{1}{0{,}00303} \frac{10{,}8^2}{2{,}1^2 \cdot 10^{12}} = 0{,}12 \text{ mm}\,;$$

autrement dit, l'ouverture des fissures reste inférieure à la valeur limite admissible $a_{f.1d} = 0{,}3$ mm.

Autres calculs. En plus des grandeurs indiquées plus haut, il y a lieu de calculer aussi :

— les longueurs d'ancrage des armatures longitudinales des nervures du panneau sur les appuis ;

— les dimensions des cordons de soudure qui fixent les armatures longitudinales sur les plaques de scellement en acier ;

— la résistance du hourdis du panneau vis-à-vis des surcharges qui peuvent se manifester lors des opérations de manutention sur le chantier ;

— la section à donner aux boucles de levage du panneau ;

— la résistance du panneau dans les conditions de montage et de transport ;

— certains autres facteurs.

Malgré leur importance, ces calculs n'interviennent pratiquement jamais dans la solution technique retenue. Nous les omettons ici en soulignant qu'ils sont absolument indispensables dans la pratique du projet.

§ XII.3. PANNEAU DE TOITURE NERVURÉ PRÉCONTRAINT

Ce panneau, dont les nervures comportent des armatures longitudinales précontraintes, fera partie de la toiture montrée sur la figure XII.2, *a*.

Béton de classe M 400, avec $R_{pr} = 175$ kgf/cm² (17,5 MPa), $R_{prII} = 225$ kgf/cm² (22,5 MPa), $R_{tr} = 12$ kgf/cm² (1,2 MPa), $R_{trII} = 18$ kgf/cm² (1,8 MPa), $E_b = 0{,}33 \cdot 10^6$ kgf/cm² ($0{,}33 \times \times 10^5$ MPa) (Annexes V et VI), $m_{b1} = 1$ (l'humidité supposée du milieu d'utilisation est supérieure à 75 %); résistance de précontrainte du béton $R_0 = 300$ kgf/cm² (30 MPa).

Armatures longitudinales principales des nervures du panneau en barres à haute résistance, acier de classe A-IV, avec $R_a = = 5000$ kgf/cm² (500 MPa), $R_{aII} = 6000$ kgf/cm² (600 MPa), $E_a = = 2 \cdot 10^6$ kgf/cm² ($2 \cdot 10^5$ MPa) (Annexe VI). Coefficient de comportement de l'acier $m_{a4} > 1$ (acier sans palier). Armatures mises en précontrainte par pré-tension par le procédé électrothermique. Béton traité par la chaleur, différence des températures de l'armature et du moule (communiquée par l'usine) $\Delta t = 20$ °C. Armatures de précontrainte en zone comprimée (en charge) $F'_{pc} = 0$. Résistance à la fissuration exigée: 3ᵉ catégorie (ouverture des fissures admise $a_{f.1d} = 0{,}3$ mm pour les charges affectées d'un coefficient de surcharge $n = 1$).

Calcul aux états-limites ultimes

Le dimensionnement des nervures, leur calcul à la résistance suivant les sections obliques et le calcul du hourdis sont les mêmes que dans le § XII.2.

Faisons le calcul à la résistance suivant les sections normales. Les calculs préliminaires (omis dans ce paragraphe) donnent pour l'armature longitudinale 4 ∅ 16 mm A-IV avec $F_{pc} = 8{,}04$ cm² (voir Annexe VIII). Vérifions la résistance du panneau à mi-portée suivant la section normale.

Cherchons d'abord la hauteur de la zone comprimée pour $m_{a4} = 1$ à l'aide des équations (VI.2) ou (VI.9):

$$x_{(m_{a4}=1)} = \frac{F_{pc} R_a m_{a4}}{b'_h R_{pr}} = \frac{8{,}04 \times 5000 \times 1}{150 \times 175} = 1{,}54 \text{ cm}.$$

Posant $h_0 = 35$ cm, calculons la hauteur relative de la zone comprimée:

$$\xi = x/h_0 = 1{,}54/35 = 0{,}044.$$

Calculons ξ_R d'après les formules (VI.5) à (VI.7) en posant à priori $\sigma_0 = R_a$:

$$\sigma_A = R_a + 4000 - \sigma_0 = 4000 \text{ kgf/cm}^2 \ (400 \text{ MPa});$$

$$\xi_0 = 0{,}85 - 0{,}0008 R_{pr} = 0{,}85 - 0{,}0008 \times 175 = 0{,}71;$$

$$\xi_R = \frac{\xi_0}{1 + \frac{\sigma_A}{4000}\left(1 - \frac{\xi_0}{1{,}1}\right)} = \frac{0{,}71}{1 + \frac{4000}{4000}\left(1 - \frac{0{,}71}{1{,}1}\right)} = 0{,}52.$$

Le coefficient de comportement de l'acier à haute résistance m_{a4} sera calculé à l'aide de la formule (VI.4) ; pour l'armature A-IV, nous poserons dans cette formule $\bar{m}_{a4} = 1{,}2$ (voir § VI.3) :

$$m_{a4} = \bar{m}_{a4} - (\bar{m}_{a4} - 1)\, \xi/\xi_R = 1{,}2 - (1{,}2 - 1)\, 0{,}044/0{,}52 = 1{,}18.$$

La formule (VI.9) nous donne la hauteur de la zone comprimée x pour $m_{a4} = 1{,}18$. La valeur de x ainsi obtenue est 1,82 cm, donc inférieure à $\xi_R h_0 = 0{,}52 \times 35 = 18{,}2$ cm.

Vérifions la résistance du panneau à l'aide de (VI.11). La capacité portante de la section du panneau déterminée par la condition du moment est égale à

$$F_{pc} R_a m_{a4} (h_0 - 0{,}5x) = 8{,}04 \times 5000 \times 1{,}18\,(35 - 0{,}5 \times 1{,}82) = \\ = 1\,615\,000 \text{ kgf/cm } (161{,}5 \text{ kN}\cdot\text{m}),$$

donc supérieure à la valeur de calcul du moment fléchissant $M = 1\,470\,000$ kgf·cm (147 kN·m).

Le calcul du panneau à la résistance suivant une section oblique et le calcul du hourdis entre nervures sont parfaitement analogues aux calculs décrits dans le § XII.2.

Calcul aux états-limites d'utilisation

Détermination de l'effort de précontrainte. Conformément aux prescriptions du § III.2, nous admettons que la précontrainte de traction σ_0 créée dans les armatures de précontrainte est égale à la plus grande valeur admissible pour les barres d'acier de longueur $l \approx 6$ m mises en précontrainte par pré-tension avec l'emploi des moyens électrothermiques. D'après la formule (III.10), le calcul doit tenir compte de l'imprécision de la mise en tension égale à

$$p = 300 + \frac{3600}{l} = 300 + \frac{3600}{6} = 900 \text{ kgf/cm}^2 \ (90 \text{ MPa}).$$

La formule (III.8) fournit la valeur de la précontrainte :

$$\sigma_0 = R_{aII} - p = 6000 - 900 = 5100 \text{ kgf/cm}^2 \ (510 \text{ MPa}).$$

Pertes instantanées : par relaxation des tensions dans les barres mises en précontrainte par les moyens électrothermiques

$$\sigma_1 = 0{,}03\sigma_0 = 0{,}03 \times 5100 = 153 \text{ kgf/cm}^2 \ (15{,}3 \text{ MPa});$$

par différence des températures pendant le traitement du béton

$$\sigma_2 = 12{,}5\ \Delta t = 12{,}5 \times 20 = 250 \text{ kgf cm}^2 \text{ (25 MPa)}.$$

Les pertes par déformation des appareils d'ancrage $\sigma_3^{(adh)}$ et des moules σ_5 ne sont pas à calculer, car elles ont été prises en compte lors du calcul de l'allongement total des armatures tendues par les moyens électrothermiques.

Après déduction des pertes signalées, la contrainte créée dans les armatures de précontrainte σ_{01} et l'effort de précontrainte N_{01} deviennent

$$\sigma_{01} = \sigma_0 - \sigma_1 - \sigma_2 = 5100 - 153 - 250 = \\ = 4697 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (469,7 MPa)};$$

$$N_{01} = \sigma_{01} F_{pc} = 4697 \times 8{,}04 = 37\,800 \text{ kgf (378 kN)}.$$

La contrainte dans le béton au niveau du centre de gravité de l'armature tendue se calcule à l'aide de la formule suivante (dans laquelle les valeurs de F, J et y_{cg} sont les mêmes que dans le § XII.2):

$$\sigma_{b.\,pc} = \left(\frac{N_{01}}{F} + \frac{N_{01} e_{01}^2}{J}\right) = \\ = \left(\frac{37\,800}{1520} + \frac{37\,800 \times 22{,}4^2}{226\,530}\right) = 108{,}6 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (10,86 MPa)},$$

où $e_{01} = y_{cg} - a_{pc} = 27{,}4 - 5 = 22{,}4$ cm.

Puisque $\sigma_{b.pc}/R_0 = 108{,}6/300 = 0{,}36 < 0{,}6$, les pertes par fluage instantané seront calculées d'après la première des formules (III.21), en faisant intervenir le coefficient 0,85 qui tient compte du traitement du béton par la chaleur:

$$\sigma_6 = 0{,}85 \times 500 \frac{\sigma_{b.\,pc}}{R_0} = 0{,}85 \times 500 \times 0{,}36 = 153 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (15,3 MPa)}.$$

Ainsi donc, les pertes instantanées (premières) sont évaluées à

$$\sigma_{p1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_6 = 153 + 250 + 153 = 556 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (55,6 MPa)}.$$

Pertes différées: par retrait du béton, selon le Tableau III.2

$$\sigma_8^{(adh)} = 350 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (35 MPa)};$$

par fluage différé du béton, selon la formule (III.22) et compte tenu des calculs précédents,

$$\sigma_9^{(adh)} = 0{,}85 \times 2000 \times 0{,}36 = 611 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (61,1 MPa)}.$$

Les pertes différées (secondes) s'évaluent donc à

$$\sigma_{p2} = \sigma_8^{(adh)} + \sigma_9^{(adh)} = 350 + 611 = 961 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (96,1 MPa)}.$$

Après déduction de toutes les pertes, la précontrainte créée dans l'armature est égale à

$$\sigma_{02} = \sigma_0 - (\sigma_{p1} + \sigma_{p2}) = 5100 - (556 + 961) = \\ = 3583 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (358,3 MPa)}.$$

Effort de précontrainte

$$N_{02} = \sigma_{02} F_{pc} = 3583 \times 8{,}04 \approx 29\,000 \text{ kgf } (290 \text{ kN}).$$

Calcul à la formation des fissures normales dans les nervures du panneau. D'après la formule (VI.75) (voir fig. VI.21 et les valeurs de W_0 et F indiquées dans § XII.2)

$$r_y = 0{,}8 W_0/F_p \approx 0{,}8 \times 8250/1520 = 4{,}4 \text{ cm}.$$

Moment des forces internes immédiatement avant la formation des fissures dans la zone tendue (en service) (voir formule (VI.76))

$$M_f = R_{trII} W_f + M_{pc}^{noy} = R_{trII} W_f + M_{mt} N_{02} \times$$
$$\times (e_{01} + r_y) = 18 \times 12\,380 + 0{,}9 \times 29\,000\,(22{,}4 + 4{,}4) =$$
$$= 223\,000 + 700\,000 = 923\,000 \text{ kgf}\cdot\text{cm } (92 \text{ kN}\cdot\text{m}).$$

Moment des forces extérieures $M_{ext}^{noy} = M_{II} = 1\,220\,000$ kgf·cm (122 kN·m) (voir § XII.2). Puisque $M_{ext}^{noy} > M_f$ (voir la condition (VI.74)), il se produit des fissures normales dans le panneau.

Calcul de la flèche du panneau. Le moment de calcul et les caractéristiques de la section du panneau ont été trouvés dans le § XII.2:

$$M_{II} = 1\,220\,000 \text{ kgf}\cdot\text{cm } (122 \text{ kN}\cdot\text{m}); \; F = 1520 \text{ cm}^2;$$
$$S = 41\,600 \text{ cm}^3;$$
$$y_{cg} = 27{,}4 \text{ cm}; \; J = 226\,530 \text{ cm}^4;$$
$$W_0 = 8250 \text{ cm}^3;$$
$$W_f = 12\,380 \text{ cm}^3; \; e_{0pc} = 20{,}4 \text{ cm}.$$

Calculons les grandeurs auxiliaires d'après les formules (VI.91) à (VI.98):

$$n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{2\cdot 10^6}{0{,}33\cdot 10^6} = 6{,}1; \quad \mu = \frac{F_a}{bh_0} = \frac{8{,}04}{22\times 35} = 0{,}01;$$

$$\gamma' = \frac{(b_h' - b)\, h_h'}{bh_0} = \frac{(150-22)\,5}{22\times 35} = 0{,}83;$$

$$T = \gamma'\left(1 - \frac{h_h'}{2h_0}\right) = 0{,}83\left(1 - \frac{5}{2\times 35}\right) = 0{,}77;$$

$$L = \frac{M_{II}}{bh_0^2 R_{pr\,II}} = \frac{1\,220\,000}{22\times 35^2\times 225} = 0{,}2;$$

$$\xi = \frac{1}{1{,}8\times[1+5(L+T)]/10\mu n} =$$
$$= \frac{1}{1{,}8+[1+5(0{,}2+0{,}77)]/10\times 0{,}01\times 6{,}1} = 0{,}088;$$

$$z_1 = h_0\left[1 - \frac{\gamma' h_p'/h_0 + \xi^2}{2(\gamma'+\xi)}\right] = 35\left[1 - \frac{0{,}83\times 5/35 + 0{,}088^2}{2(0{,}83+0{,}088)}\right] =$$
$$= 35\times 0{,}93 + 32{,}5 \text{ cm};$$

$$e_{a.c} = M_f/N_0 = 1\,220\,000/29\,000 = 42 \text{ cm};$$

$$e_{a.c}/h_0 = 42/35 = 1{,}2;$$

or, conformément à (VI.98), cette valeur ne doit jamais être inférieure à $1{,}2/s = 1{,}2/0{,}8 = 1{,}5$ (en prenant $s = 0{,}8$, car la charge est de longue durée). Nous retenons donc

$$e_{a.c}/h_0 = 1{,}5;$$

$$m = \frac{R_{tr\,II} W_f}{M_{ext}^{noy} - M_{pc}^{noy}} = \frac{18 \times 12\,380}{1\,220\,000 - 720\,000} = 0{,}45,$$

où

$$M_{pc}^{noy} = N_{02}(e_{0pc} + r_y) = 29\,000\,(20{,}4 + 4{,}4) =$$
$$= 720\,000 \text{ kgf}\cdot\text{cm } (72 \text{ kN}\cdot\text{m});$$

$$\psi_a = 1{,}25 - sm - \frac{1 - m^2}{(3{,}5 - 1{,}8m)\, e_{a.c}/h_0} = 1{,}25 - 0{,}8 \times 0{,}45 -$$
$$- \frac{1 - 0{,}45^2}{(3{,}5 - 1{,}8 \times 0{,}45)\, 1{,}5} = 1{,}25 - 0{,}36 - 0{,}2 = 0{,}69.$$

La raideur caractéristique flexionnelle se définit au moyen de (VI.100a) et (VI.100):

$$r_{a.b} = \frac{E_a F_a}{(\gamma' + \xi)\, b h_0 E_b \nu} = \frac{2 \cdot 10^6 \times 8{,}04}{(0{,}83 + 0{,}088)\, 22 \times 35 \times 0{,}33 \cdot 10^6 \times 0{,}15} = 0{,}46;$$

$$B = \frac{h_0 z_1 E_a F_a}{\psi_a (1 - z_1/e_{a.c}) + \psi_b r_{a.b}} = \frac{35 \times 32{,}5 \times 2 \cdot 10^6 \times 8{,}04}{0{,}69\,(1 - 32{,}5/42) + 0{,}9 \times 0{,}46} =$$
$$= 32{,}2 \cdot 10^9 \text{ kgf/cm}^2 (3{,}22 \cdot 10^9 \text{ MPa}).$$

La flèche maximale du panneau à mi-portée, pour $q_{II} = 32{,}85$ kgf/cm (328,5 N/cm), est égale à

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_{II} l_0^4}{B} = \frac{5}{384} \frac{32{,}85 \cdot 545^4}{32{,}2 \cdot 10^9} = 1{,}17 \text{ cm}.$$

Autrement dit, la flèche reste inférieure à la limite admissible $f = 2{,}5$ cm (voir § VI.6) pour $5 \text{ m} \leqslant l \leqslant 10$ m, même sans tenir compte de la contre-flèche produite par la précontrainte (le calcul de cette contre-flèche devenant donc inutile).

Calcul de l'ouverture des fissures normales dans les nervures du panneau. La contrainte de l'armature longitudinale sera calculée d'après la formule (VI.102) en y prenant $M = M_{II}$, $N_0 = N_{02}$, $e_{a.pc} = 0$ (distance entre N_0 et l'armature tendue):

$$\sigma_a = \frac{M - N_0 (z_1 - e_{a.pc})}{F_a z_1} = \frac{1\,220\,000 - 29\,000 \times 32{,}5}{8{,}04 \times 32{,}5} =$$
$$= 1070 \text{ kgf/cm}^2 (107 \text{ MPa}).$$

Calculons l'ouverture des fissures normales d'après la relation (V.13) en prenant $k = 1$, $c_{1d} = 1{,}5$, $\eta = 1$, $\mu = 0{,}01$, $d = 16$ mm :

$$a_f\,(\text{mm}) = kc_{1d}\eta\frac{\sigma_a}{E_a}\,20\,(3{,}5 - 100\mu)\sqrt[3]{d\,(\text{mm})} =$$

$$= 1 \times 1{,}5 \times 1\,\frac{1070}{2\cdot 10^6}\,20\,(3{,}5 - 100 \times 0{,}01)\sqrt[3]{16} = 0{,}1 \text{ mm},$$

valeur inférieure à la limite admissible $a_{f.1d} = 0{,}3$ mm.

Calcul à la formation des fissures obliques dans le béton. Les Normes demandent de calculer l'ouverture des fissures obliques dans une section dont la distance à l'appui est non inférieure à h_0. A cette distance, pour $n = 1$, l'effort tranchant (voir § XII.2) est égal à $Q_{II} = 7870$ kgf (78 700 N). Vérifions la formation des fissures obliques au niveau du centre de gravité de la section. La contrainte normale dans le béton (engendrée par l'effort de précontrainte) est

$$\sigma_x = N_{02}/F_p \approx 29\,000/1520 = 19 \text{ kgf/cm}^2 \ (1{,}9 \text{ MPa}).$$

Les contraintes tangentielles sont

$$\tau_{xy} = \frac{Q_{II}S_p}{J_p b} \approx \frac{7870 \times 41\,600}{226\,530 \times 22} = 65{,}7 \text{ kgf/cm}^2\,(6{,}57 \text{ MPa}).$$

Calculons les contraintes principales de traction et de compression d'après la formule (VI.78) en y mettant $\sigma_y = 0$:

$$\left.\begin{matrix}\sigma_{pr.c}\\ \sigma_{pr.tr}\end{matrix}\right\} = 0{,}5\sigma_x \pm \sqrt{0{,}25\sigma_x^2 + \tau_{xy}^2} = 0{,}5 \times 19 \pm \sqrt{0{,}25 \times 19^2 + 65{,}7^2} =$$

$$= \begin{cases} 75{,}2 \text{ kgf/cm}^2\,(7{,}52 \text{ MPa}) \text{ en compression ;} \\ -56{,}2 \text{ kgf/cm}^2\,(-5{,}62 \text{ MPa}) \text{ en traction.} \end{cases}$$

Puisque $\sigma_{pr.tr} = 56{,}2$ kgf/cm^2 (5,62 MPa) $> R_{trII} = 18$ kgf/cm^2 (1,8 MPa), nous faisons la conclusion qu'il se produit des fissures obliques dans le béton.

Calcul de l'ouverture des fissures obliques dans le béton. L'ouverture des fissures obliques dans la nervure sera calculée à l'aide des formules (VI.103) à (VI.106) en introduisant les mêmes caractéristiques des armatures transversales que dans le § XII.2, soit $\mu_r = 0$; $\mu_{tr} = 0{,}003$; $k = 16{,}4\cdot 10^3$; $d_{max} = 8$ mm ;

$$t = \frac{Q}{bh_0} - 0{,}25\,\frac{N_0}{F} = \frac{7870}{22 \times 35} - 0{,}25\,\frac{29\,000}{1520} = 10{,}2 - 4{,}8 =$$

$$= 5{,}4 \text{ kgf/cm}^2\,(0{,}54 \text{ MPa}) ;$$

$$a_f = c_{1d}k\,(h_0 + 30d_{max})\,\frac{\eta t^2}{\mu_{tr}E_a^2} = 1{,}5 \times 16{,}4\cdot 10^3\,(350 + 30 \times 8) \times$$

$$\times \frac{1}{0{,}003} \times \frac{5{,}4^2}{(2{,}1\cdot 10^6)^2} = 0{,}032 \text{ mm},$$

valeur inférieure à la limite admissible $a_{f.1d} = 0{,}3$ mm.

Autres calculs. Les calculs de capacité portante et de résistance à la fissuration des portions des nervures adjacentes aux appuis, les calculs de capacité portante et de résistance à la fissuration du panneau pendant la mise en précontrainte, le montage, le transport, etc., seront omis.

§ XII.4. PANNEAU DE TOITURE CARRÉ

Utilisé dans la toiture du réservoir, ce panneau carré de dimensions 4 × 4 m en plan est bordé de nervures et repose en ses angles directement sur les poteaux (voir fig. XII.1 et XII.4).

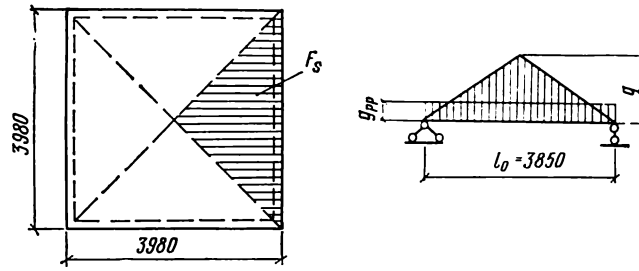


FIG. XII.4. Pour le calcul d'un panneau de toiture carré

Donnons-nous les dimensions des nervures:

$$h = \frac{1}{10} l = \frac{1}{10} 400 = 40 \text{ cm}; \quad b = 0{,}4h = 0{,}4 \times 40 = 16 \text{ cm}.$$

La nervure aura 15 cm d'épaisseur en bas et 20 cm au niveau de la tranche inférieure de la dalle. La dalle du panneau aura 10 cm d'épaisseur. La masse de 1 m² de la dalle est 250 kg (2500 kN).

Béton de classe M 300, avec R_{pr} = 135 kgf/cm² (13,5 MPa), R_{tr} = 10 kgf/cm² (1 MPa) (voir Annexe IV); m_{bl} = 1. Treillis soudés de la dalle et armatures longitudinales principales des carcasses soudées dans les nervures en barres à haute adhérence de classe A-III avec R_a = 3400 kgf/cm² (340 MPa) pour d entre 6 et 8 mm et R_a = 3600 kgf/cm² (360 MPa) pour d entre 10 et 40 mm; armatures transversales et de montage en acier de classe A-I avec R_a = = 2100 kgf/cm² (210 MPa) et $R_{a.tr}$ = 1700 kgf/cm² (170 MPa) (Annexe VI).

Calcul à la résistance de la dalle. La charge de calcul exercée sur 1 m² de la dalle est déterminée de la même façon que pour le panneau nervuré (Tableau XII.1): on obtient q = 2640 kgf/m² (26 400 N/m²) (états-limites ultimes).

La portée libre (longueur de flambement) de la dalle sera prise égale à la distance entre nus des nervures, l_0 = 398 — 20 × 2 = = 358 cm.

Les moments fléchissants de calcul en travée M_t et sur appui M_{ap} seront calculés comme il a été dit dans le § X.2, en admettant que

le moment en travée est égal au moment sur appui et que la moitié des armatures inférieures sont interrompues à la distance de 1/4 de la portée avant l'appui :

$$M = M_t = M_{ap} = \frac{gl_0^2}{42} = \frac{2620 \times 3{,}58^2}{42} = 800 \text{ kgf}\cdot\text{m} (8000 \text{ N}\cdot\text{m}).$$

Hauteur utile et largeur de calcul de la dalle :

$$h_0 = h - a = 10 - 2 = 8 \text{ cm}; \; b = 100 \text{ cm}.$$

La formule (VI.13) et le Tableau VI.1 donnent

$$A_0 = \frac{M}{R_{pr} b h_0^2} = \frac{80\,000}{135 \times 100 \times 8^2} = 0{,}093; \quad \eta = 0{,}952.$$

D'après la formule (VI.14)

$$F_a = \frac{M}{R_a \eta h_0} = \frac{80\,000}{3400 \times 0{,}952 \times 8} = 3{,}1 \text{ cm}^2.$$

On adopte comme armature :

en travée, deux treillis soudés des types $\frac{200/200/7/7}{3800 \times 3800}$ et $\frac{200/200/7/7}{2200 \times 2200}$ avec $F_a = 1{,}93 \times 2 = 3{,}86$ cm² ;

sur appui, un treillis soudé du type $\frac{250/100/4/7}{1250 \times 3900}$ avec $F_a = 3{,}86$ cm².

Le plan de ferraillage de la dalle est représenté sur la figure XII.5, *a*.

Calcul des nervures du panneau aux états-limites ultimes

Charge de calcul sur 1 m de longueur au milieu de la nervure du panneau (voir fig. XII.4) :

$$q = 2620 \times 2 = 5240 \text{ kgf/m } (524 \text{ kN/m});$$

charge uniformément répartie provenant du poids propre de la nervure du panneau :

$$g_{pp} = \frac{0{,}15 + 0{,}2}{2} 0{,}3 \times 2500 \times 1{,}1 = 168 \text{ kgf/m } (1{,}68 \text{ kN/m}).$$

Longueur libre de la nervure :

$$l_0 = 400 - 15 = 385 \text{ cm}.$$

Moment fléchissant et effort tranchant provenant des charges de calcul :

$$M = \frac{ql_0^2}{12} + \frac{g_{pp} l_0^2}{8} = \frac{5240 \times 3{,}85^2}{12} + \frac{168 \times 3{,}85^2}{8} = 6480 + 310 =$$
$$= 6790 \text{ kgf}\cdot\text{m} (67{,}9 \text{ kN}\cdot\text{m});$$

$$Q = \frac{ql_0}{4} + \frac{g_{pp} l_0}{2} = \frac{5240 \times 3{,}85}{4} + \frac{168 \times 3{,}85}{2} = 5050 + 325 =$$
$$= 5375 \text{ kgf } (53{,}75 \text{ kN}).$$

Calcul suivant les sections normales. Conformément aux prescriptions énoncées dans le § VI.3, on fait entrer dans le calcul la largeur du hourdis de la section en T :

$b'_n = b + 6h'_h = 20 + 6 \times 10 = 80$ cm, mais

$< l_0/3 = 385/3 = 128$ cm.

Hauteur utile de la nervure

$$h_0 = h - a = 40 - 4 = 36 \text{ cm}.$$

La section en T sera assimilée à un profil rectangulaire de largeur $b = 80$ cm, car l'axe neutre passe de toute évidence dans le hourdis, et calculée d'après les formules (VI.13), (VI.14) et à l'aide du Tableau VI.1. Il vient

$$A_0 = \frac{M}{R_{pr} b h_0^2} = \frac{679\,000}{135 \times 80 \times 36^2} = 0{,}049\,; \quad \eta = 0{,}975\,;$$

$$F_a = \frac{M}{R_a \eta h_0} = \frac{679\,000}{3600 \times 0{,}975 \times 36} = 5{,}37 \text{ cm}^2.$$

On adopte comme armature 1∅28 A-III avec $F_a = 6{,}16$ cm² (Annexe VIII).

Calcul de la nervure suivant les sections obliques. Vérifions les conditions (VI.44) et (VI.45) en prenant $b_n = 17{,}5$ cm (largeur moyenne de la nervure) :

$k_1 R_{tr} b_n h_0 \leqslant Q \leqslant 0{,}35 R_{pr} b_n h_0$; ou

$0{,}6 \times 10 \times 17{,}5 \times 36 < 5375 < 0{,}35 \times 135 \times 17{,}5 \times 36$;

3780 kgf (37,8 kN) < 5375 kgf (53,75 kN) < 29 700 kgf (297 kN).

On voit donc qu'il est nécessaire de calculer la résistance des armatures transversales et que la section de la nervure choisie précédemment est suffisante. Chaque nervure sera armée d'une carcasse soudée ($n = 1$) (voir fig. XII.5, *b*) comportant des barres transversales $d_{tr} = 10$ mm ($F_{tr} = 0{,}785$ cm²) en acier de classe A-I (la condition de soudage solide sur la barre longitudinale ∅28 mm est respectée, voir § II.3). La formule (VI.53) impose une valeur de q_{tr} égale à

$$q_{tr} = \frac{Q^2}{4k_2 b h_0^2 R_{tr}} = \frac{5375^2}{4 \times 2 \times 17{,}5 \times 36^2 \times 10} = 16 \text{ kgf/cm (160 N/cm)},$$

mais non inférieure à

$$q_{tr} = \frac{R_{tr} b_n}{2} = \frac{10 \times 17{,}5}{2} = 87{,}5 \text{ kgf/cm (875 N/cm)}.$$

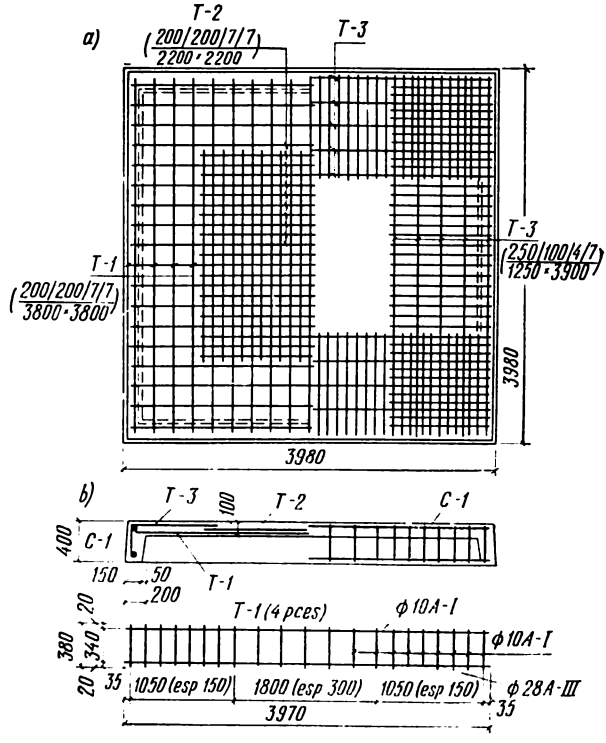


FIG. XII.5. Panneau de toiture carré:
a, plan de ferraillage de la dalle; *b*, plan de ferraillage de la nervure

Ecartement des barres transversales:
d'après (VI.54)

$$u = \frac{R_{a.\,tr} F_{tr}}{q_{tr}} = \frac{1700 \times 0{,}785}{87{,}5} = 15{,}3 \text{ cm};$$

d'après (VI.55)

$$u_{max} = \frac{0{,}75 k_2 R_{tr} b h_0^2}{Q} = \frac{0{,}75 \times 2 \times 10 \times 17{,}5 \times 36^2}{5375} = 63 \text{ cm};$$

d'après les dispositions constructives

$$u \leqslant h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm}; \quad u \leqslant 15 \text{ cm}.$$

Nous retenons comme écartement des barres transversales près des appuis $u = 15$ cm (la plus petite des valeurs trouvées) et au milieu de la travée $u = {}^3/_4 h = 30$ cm.

Le plan de ferraillage de la nervure est montré sur la figure XII.5, *b*.

Calcul du panneau aux états-limites d'utilisation

Ce calcul est superflu. En effet, la pratique montre qu'une structure de ce type vérifie toujours les conditions de calcul aux états-limites d'utilisation.

§ XII.5. POUTRE DE TOITURE

La toiture du réservoir montré sur la figure XII.1, *a*, *b* repose sur des poutres porteuses à six travées. La longueur de chaque travée (l'espacement des axes des poteaux) est 6 m. Béton de classe M 300, $m_{b1} = 1$, avec $R_{tr} = 135$ kgf/cm² (13,5 MPa), $R_{tr} = 10$ kgf/cm² (1 MPa) (Annexe IV). Armature longitudinale principale en barres à haute adhérence de classe A-III avec $R_a = 3600$ kgf/cm² (360 MPa) pour $d \geqslant 10$ mm; armature transversale en acier de classe A-II avec $R_a = 2700$ kgf/cm² (270 MPa), $R_{a.tr} = 2150$ kgf/cm² (215 MPa) (Annexe VI). Les charges exercées sur 1 m² de la toiture sont résumées dans le Tableau XII.1.

Le calcul sera fait aux états-limites ultimes uniquement; en effet, la pratique montre qu'une structure de ce type vérifie toujours les conditions de résistance aux états-limites d'utilisation.

La contribution de la surcharge étant faible, on admet que la poutre est exposée à une charge permanente de longue durée.

La charge de calcul exercée sur 1 m de la longueur de la poutre (la distance entre deux poutres voisines étant prise égale à 6 m) se compose des charges suivantes:

charge due au poids de la toiture, $2640 \times 6 = 15\,840$ kgf/m (158,4 kN/m);

charge due au poids propre de la poutre, $0{,}4 \times 0{,}7 \times 2500 \times 1{,}1 = 770$ kgf/m (7,7 kN/m).

La charge totale est donc $q = 16\,610$ kgf/m $\approx 16{,}6$ tf/m $= 166$ kN/m.

Au calcul de la poutre, on adopte comme longueur libre la distance entre les axes des appuis (poteaux), soit $l = 6$ m.

Détermination des valeurs de calcul des moments fléchissants et des efforts tranchants. La poutre étant à travées multiples, on retient pour le calcul un schéma à cinq travées (fig. XII.6, *a*). Le travail de la structure étant considéré dans le domaine élastique (Annexe XVII), les moments fléchissants sur appuis intermédiaires *B*, *C* sont

$$M_B = \alpha_B q l^2 = -0{,}105 \times 16{,}6 \times 6^2 = -62{,}7 \text{ tf·m } (627 \text{ kN·m});$$

$$M_C = \alpha_C q l^2 = -0{,}079 \times 16{,}6 \times 6^2 = -41{,}8 \text{ tf·m } (418 \text{ kN·m}).$$

Dans une structure hyperstatique en béton armé, une certaine redistribution des moments internes est admise. Afin de pouvoir

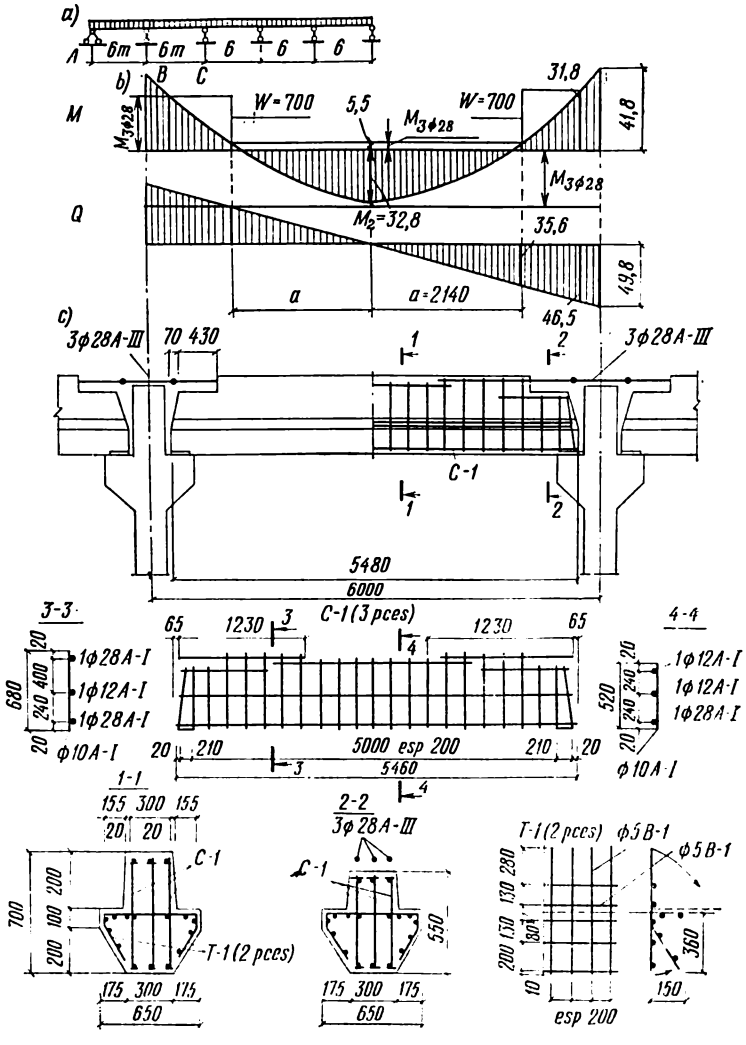


FIG. XII.6. Poutre de toiture:

a, schéma adopté dans les calculs; *b*, diagramme des moments fléchissants et des efforts tranchants dans les travées intermédiaires; *c*, élément préfabriqué de la poutre utilisé dans les travées intermédiaires

uniformiser les joints de tous les éléments préfabriqués de la poutre, on peut admettre que les moments sur appuis sont égaux entre eux; la valeur ajustée du moment sera prise égale à

$$M_B^{aj} = M_C = -41{,}8 \text{ tf}\cdot\text{m } (418 \text{ kN}\cdot\text{m}).$$

Calculons les efforts tranchants en tenant compte des moments fléchissants ajustés:

$$Q_A = \frac{ql}{2} - \frac{M_B^{aj}}{l} = \frac{16,6 \times 6}{2} - \frac{41,8}{6} = 49,8 - 7 = 42,8 \text{ tf (428 kN)};$$

$$Q_B^g = \frac{ql}{2} + \frac{M_B^{aj}}{l} = \frac{16,6 \times 6}{2} + \frac{41,8}{6} = 49,8 + 7 = 56,8 \text{ tf (568 kN)};$$

$$Q_B^d = Q_C^g = \frac{ql}{2} = \frac{16,6 \times 6}{2} = 49,8 \text{ tf (498 kN)}.$$

Calculons les plus grands moments fléchissants en travée M_1, M_2 et M_3. Le moment fléchissant maximal de la travée de rive M_1 est appliqué à la distance x_0 de l'appui extrême:

$$x_0 = Q_A/q = 42,8/16,6 = 2,58 \text{ m};$$

$$M_1 = Q_A x_0 - \frac{qx_0^2}{2} = 42,8 \times 2,58 - \frac{16,6 \times 2,58^2}{2} = 55,2 \text{ tf·m (552 kN·m)}.$$

Les moments dans les travées intermédiaires sont

$$M_2 = M_3 = \frac{ql^2}{8} - |M_B^{aj}| = \frac{16,6 \times 6^2}{8} - 41,8 = 32,8 \text{ tf·m (328 kN·m)}.$$

Les diagrammes de calcul des moments fléchissants et des efforts tranchants dans les travées intermédiaires sont montrés sur la figure XII.6, *b*. On y distingue les ordonnées qui correspondent aux nus des appuis. Admettant que la section d'un poteau est 40 × 40 cm, on obtient

$$M_{B.n} = |M_B^{aj}| - Q_B^d \times 0,2 = 41,8 - 49,8 \times 0,2 = \\ = 31,8 \text{ tf·m (318 kN·m)};$$

$$Q_{B.n}^d = Q_B^d \frac{0,5l - 0,2}{0,5l} = 49,8 \frac{3 - 0,2}{3} = 46,5 \text{ tf (465 kN)}.$$

L'effort tranchant maximal dans la travée de rive est

$$Q_{B.n}^g = Q_B^g \frac{(l - x_0) - 0,2}{l - x_0} = 56,8 \frac{(6 - 2,58) - 0,2}{6 - 2,58} = 53,5 \text{ tf (535 kN)}.$$

Détermination de la section à donner à la poutre. La poutre sera dimensionnée pour résister aux moments et efforts dans les travées de rive où ils prennent leurs valeurs maximales. Conformément aux prescriptions sur la hauteur relative optimale de la zone comprimée (voir § VI.3), nous posons $\xi = 0,4$; en fonction de cette valeur, le Tableau VI.1 donne $A_0 = 0,32$. Pour $b = 30$ cm, on obtient à l'aide de la formule (VI.17)

$$h_0 = \sqrt{\frac{M_1}{A_0 b R_{pr}}} = \sqrt{\frac{5\,520\,000}{0,32 \times 30 \times 135}} = 65 \text{ cm}.$$

Hauteur totale de la poutre $h = h_0 + a = 65 + 5 = 70$ cm. Nous retenons définitivement une hauteur égale à 70 cm, car elle correspond à une dimension normalisée. La hauteur utile de la poutre sera $h_0 = 65$ cm.

Vérifions les dimensions données à la section à l'aide des conditions (VI.44) et (VI.45) pour $Q_{B.n}^{g}$:

$$k_1 R_{tr} b h_0 \leqslant Q_{B.n}^{g} \leqslant 0{,}35 R_{pr} b h_0,$$

ou

$$0{,}6 \times 10 \times 30 \times 65 < 53\,500 < 0{,}35 \times 135 \times 30 \times 65;$$

$$11\,700 \text{ kgf } (117 \text{ kN}) < 53\,500 \text{ kgf } (535 \text{ kN}) < < 92\,000 \text{ kgf } (920 \text{ kN}).$$

Les conditions (VI.44) et (VI.45) sont respectées, ce qui signifie que la poutre est correctement dimensionnée et qu'il est nécessaire de calculer la résistance de l'armature transversale. Les mêmes dimensions seront retenues dans les travées intermédiaires.

Calcul de résistance suivant les sections normales. On a dans la travée de rive, d'après les formules (VI.13), (VI.14) et les données du Tableau VI.1:

$$A_0 = \frac{M_1}{b h_0^2 R_{pr}} = \frac{5\,520\,000}{30 \times 65^2 \times 135} = 0{,}323; \quad \eta = 0{,}797;$$

$$F_a = \frac{M_1}{\eta h_0 R_a} = \frac{5\,520\,000}{0{,}797 \times 65 \times 3600} = 29{,}6 \text{ cm}^2.$$

On choisit comme armature $3 \varnothing 28 + 3 \varnothing 22$ A-III avec $F_a = 29{,}9$ cm² (voir Annexe VIII).

Dans les travées intermédiaires on a

$$A_0 = \frac{3\,280\,000}{30 \times 65^2 \times 135} = 0{,}192; \quad \eta = 0{,}892;$$

$$F_a = \frac{3\,280\,000}{0{,}892 \times 65 \times 3600} = 15{,}7 \text{ cm}^2.$$

On choisit comme armature $3 \varnothing 28$ A-III avec $F_a = 18{,}47$ cm².

Le moment sur appui $M_n = 31{,}8$ tf·m (318 kN·m) est voisin de $M_2 = 32{,}8$ tf·m (328 kN·m); on choisit comme armature également $3 \varnothing 28$ A-III.

Calcul de résistance suivant les sections obliques. Nous nous bornerons à considérer une travée intermédiaire de la poutre (voir fig. XII.6, *c*). Nous admettons que la carcasse soudée à barres longitudinales $d = 28$ mm est munie d'armatures transversales $d_{tr} = 10$ mm avec $f_{tr} = 0{,}785$ cm² (Annexe VIII); un tel diamètre procure les bonnes conditions de soudage (voir § II.3). Le nombre de barres transversales dans la section (le nombre de carcasses) est $n = 3$. On a donc $F_{tr} = f_{tr} n = 0{,}785 \times 3 = 2{,}355$ cm².

D'après la formule (VI.53), l'effort de calcul à l'unité de la longueur de la poutre reporté par les barres transversales est égal à

$$q_{tr} = \frac{Q^2}{4k_2bh_0^2R_{tr}} = \frac{46\,500^2}{4\times2\times30\times65^2\times10} = 213 \text{ kgf/cm (2130 N/cm)}$$

sans être inférieur à

$$q_{tr} = \frac{R_{tr}b}{2} = \frac{10\times30}{2} = 150 \text{ kgf/cm (1500 N/cm)}.$$

L'écartement des barres transversales sera:
d'après l'égalité (VI.54)

$$u = \frac{R_{a.\,tr}F_{tr}}{q_{tr}} = \frac{2150\times2{,}355}{213} = 24 \text{ cm};$$

d'après la condition (VI.55)

$$u_{max} = \frac{0{,}75k_2R_{tr}bh_0^2}{Q} = \frac{0{,}75\times2\times10\times30\times65^2}{46\,500} = 41 \text{ cm};$$

d'après les dispositions constructives (voir § VI.1) pour $h >$ $>$ 45 cm

$$u \leqslant h/3 = 70/3 = 23 \text{ cm}.$$

Nous adoptons le plus petit écartement $u = 20$ cm sur le quart de la poutre adjacent à l'appui. Au milieu de la travée nous prendrons $u = 2 \times 20 = 40$ cm, valeur inférieure à $^3/_4h = 52$ cm.

L'organisation de la travée intermédiaire de la poutre est représentée sur la figure XII.6, *c*.

Définissons le point d'interruption de l'armature longitudinale principale supérieure posée dans la poutre au-dessus de l'appui. La distance a entre le milieu de la portée et la section où l'armature en question cesse d'être théoriquement nécessaire (voir fig. XII.6, *b*) se laisse calculer à l'aide de la formule

$$a = \sqrt{\frac{2(M_2+M_{3\varnothing12})}{q}} = \sqrt{\frac{2(32{,}8+5{,}5)}{16{,}6}} = 2{,}14 \text{ m},$$

où $M_{3\varnothing12}$ est le moment reporté par les barres supérieures de répartition $d = 12$ des trois carcasses (les calculs sont omis, voir fig. XII.6, *c*).

L'effort tranchant dans cette section est $Q_{(a=2,14)} = 35{,}6$ tf (356 kN).

Les formules (VI.63), (VI.61) nous fournissent la longueur à donner aux barres interrompues au-delà de leur point d'interruption théorique:

$$q_{tr.\,w} = \frac{R_aF_{tr}}{u} = \frac{2700\times2{,}355}{20} = 318 \text{ kgf/cm (3180 N/cm)};$$

$$w = \frac{Q_{(a=2,14)}}{2q_{tr.\,w}} + 5d = \frac{35\,600}{2\times318} + 5\times2{,}8 = 56+14 = 70 \text{ cm};$$

$$w = 20d = 20 \times 2{,}8 = 56 \text{ cm}.$$

Nous retenons $w = 70$ cm (valeur maximale).

Calcul de l'attache de la poutre sur le poteau. Les éléments préfabriqués de la poutre prennent appui sur les consoles des poteaux (fig. XII.7). Dans l'attache sur poteau, le couple de forces du moment d'appui est reporté en haut par les barres de raccordement, et en bas

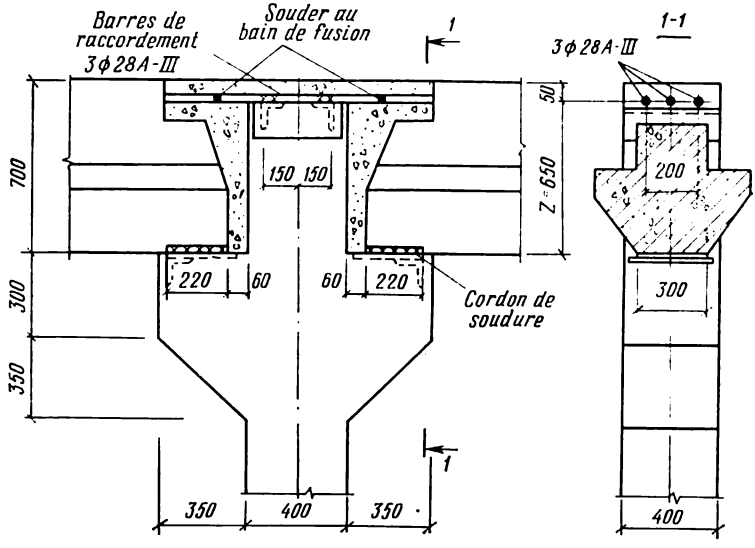


FIG. XII.7. Attache de la poutre sur le poteau

par les joints soudés des plaques d'appui en acier scellées dans la poutre et dans le poteau.

Le bras de levier du couple est $z = 70 - 5 = 65$ cm. Les forces composantes du couple sont

$$N = M_{B.n}/z = 31{,}8/0{,}65 = 49 \text{ tf } (490 \text{ kN}).$$

La section minimale à donner aux plaques d'appui de la poutre et de la console du poteau fabriquées en acier de classe C 38/23 avec $R = 2100$ kgf/cm² (210 MPa) est égale à

$$F_{p.a} = N/R = 49\,000/2100 = 23{,}4 \text{ cm}^2.$$

L'effort de cisaillement développé entre les plaques d'appui de la poutre et de la console du poteau est

$$N_{cis} = N - Qf = 49 - 46{,}5 \times 0{,}15 = 42 \text{ tf } (420 \text{ kN}),$$

où Q est l'effort sur appui ; f, le coefficient de frottement acier sur acier.

Le joint soudé réunissant les plaques d'appui doit être calculé pour résister à la valeur indiquée de N_{cis}.

§ XII.6. POTEAU ET SEMELLE

Le poteau supporte la toiture du réservoir de la figure XII.1. La semelle est posée sous le poteau. Le poteau a une section (normalisée) de 40 × 40 cm pour une hauteur libre (longueur de flambement) $l_0 = 5 - 0{,}6 - 0{,}2 = 4{,}2$ m. Béton de classe M 200, $m_{b1} = 1$, $R_{pr} = 90$ kgf/cm² (9 MPa), $R_{tr} = 7{,}5$ kgf/cm² (0,75 MPa) (Annexe IV). Armature en barres d'acier à haute adhérence de classe A-II avec $R_{a.c} = 2700$ kgf/cm² (270 MPa) (Annexe VI). Le sol de fondation est un gros sable compact. D'après l'Annexe XVIII la pression conventionnelle de calcul sur le sol est $R_0 = 6$ kgf/cm² (0,6 MPa).

Calcul du poteau. Nous admettons que le poteau résiste à une charge permanente de longue durée, car la contribution de la surcharge de courte durée est faible. La charge totale se compose de la réaction de la poutre (valeur maximale sur le premier appui intermédiaire à partir de la rive Q_B^g et Q_B^d, voir § XII.5):

$$56{,}8 + 49{,}8 = 106{,}6 \text{ tf } (1066 \text{ kN})$$

et du poids propre du poteau

$$0{,}4 \times 0{,}4 \times 5{,}1 \times 2{,}5 \times 1{,}1 = 2{,}2 \text{ tf } (22 \text{ kN}),$$

de sorte que

$$N_{1d} \approx 109 \text{ tf } (1090 \text{ kN}).$$

Le poteau est sollicité par une force axiale longitudinale. Il fait partie d'une structure hyperstatique, aussi l'excentricité de calcul de la force longitudinale est-elle égale à l'excentricité accidentelle (voir § IV.1). Le rapport $l_0/h = 420/40 = 10{,}5$. Dans ces conditions le calcul peut être fait suivant les prescriptions du § IV.2.

Voyons s'il est nécessaire de mettre une armature de résistance contrôlée. Conformément aux formules (IV.2) et (IV.3), il doit y avoir l'inégalité

$$N \leqslant \varphi R_{pr} F$$

pour $F_a = 0$ et $m = 1$ (le côté de la section étant supérieur à 20 cm). Le coefficient $\varphi = \varphi_b = 0{,}882$ est trouvé dans le Tableau IV.1. Portant les valeurs numériques dans cette condition, on obtient

$$109\,000 \text{ kgf } (1090 \text{ kN}) < 0{,}882 \times 90 \times 40 \times 40 = \\ = 127\,000 \text{ kgf } (1270 \text{ kN}).$$

L'armature de résistance contrôlée est donc inutile.

Les dispositions constructives imposent cependant un pourcentage d'armature minimal $\mu = 0{,}4$ %, l'armature en question présentant une section non inférieure à $F_a = 0{,}004 \times 40 \times 40 = 6{,}4$ cm². Nous retenons comme armature 4∅ 16 mm A-II avec $F_a = 8{,}04$ cm² (Annexe VIII). Les barres transversales de la carcasse soudée auront un diamètre $d_{tr} = 6$ mm, conformément aux con-

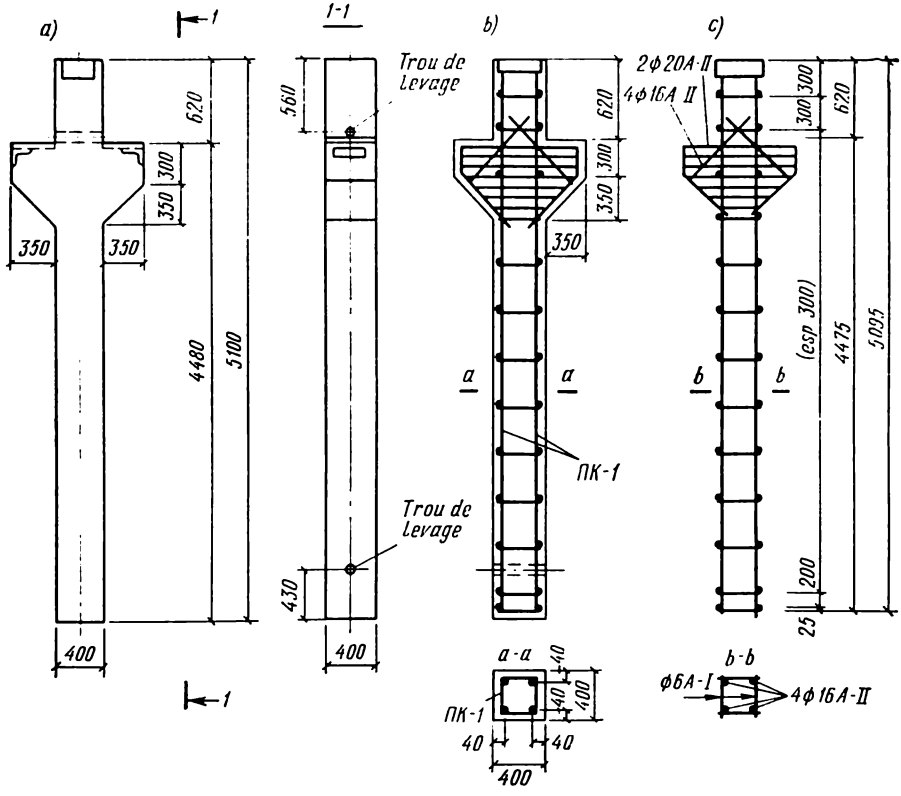


FIG. XII.8. Poteau:
a, cotes du coffrage; *b*, plan de ferraillage; *c*, carcasse soudée

ditions de soudure efficace (voir § II.3). L'écartement des barres (voir § IV.1) doit être égal à $u \leqslant 20d = 20 \times 1{,}6 = 32$ cm; nous prendrons $u = 30$ cm.

Le poteau ainsi dimensionné et ferraillé est représenté sur la figure XII.8.

Calcul des consoles. La plus grande réaction provenant de la poutre est transmise sur le poteau intermédiaire du côté de la travée de rive (voir § XII.5), $Q_B^g = 56{,}8$ tf (568 kN). Lorsque les dalles de la toiture sont disposées comme il est montré sur la figure XII.1, *b*, une partie de la charge (1/8) est directement appliquée sur le poteau. La console reporte la pression due au poids de la poutre:

$$Q_{\text{cons}} = 56{,}8 \times 7/8 = 49{,}7 \text{ tf } (497 \text{ kN}).$$

La plaque d'appui de la poutre est définie par les dimensions $b_{\text{poutre}} = 30$ cm et $b_{\text{plaque}} = 22$ cm (fig. XII.7 et XII.9). La pres-

sion sous la plaque est

$$\sigma = \frac{Q_{\text{cons}}}{b_{\text{poutre}} b_{\text{plaque}}} = \frac{49\,700}{30 \times 22} = 75 \text{ kgf/cm}^2 \, (7{,}5 \text{ MPa}) < R_{\text{pr}} =$$
$$= 90 \text{ kgf/cm}^2 \, (9 \text{ MPa}).$$

La plaque d'appui de la poutre est soudée sur son armature longitudinale. Celle de la console est soudée sur son armature horizontale supérieure.

Si les consoles sont courtes ($l_{\text{cons}} \leqslant 0{,}9 h_{0\text{cons}}$), elles sont calculées à l'aide de deux conditions définies dans les Normes :

$$Q_{\text{cons}} \leqslant \frac{1{,}25 \times 1{,}2 \times R_{\text{tr}} b h_{0\text{cons}}^2}{a}, \quad Q_{\text{cons}} \leqslant 2{,}5 R_{\text{tr}} b h_{0\text{cons}}^2.$$

La hauteur utile de la console est donc

$$h_{0\text{cons}} = \sqrt{\frac{Q_{\text{cons}} a}{1{,}5 R_{\text{tr}} b}} = \sqrt{\frac{49\,700 \times 17}{1{,}5 \times 7{,}5 \times 40}} = 43 \text{ cm},$$

ou

$$h_{0\text{cons}} = \frac{Q_{\text{cons}}}{2{,}5 R_{\text{tr}} b} = \frac{49\,700}{2{,}5 \times 7{,}5 \times 40} = 60 \text{ cm}.$$

La console doit avoir comme hauteur $h_{\text{cons}} = 65$ cm (pour $h_{0\,\text{cons}} = 60$ cm).

L'armature horizontale de la console F_a subit une compression engendrée par l'effort N_{poutre} défini par l'action du moment du côté de la poutre :

$$N_{\text{poutre}} = \frac{M_{B.\,\text{п}}}{z} = \frac{31{,}8}{70 - 4} = -48 \text{ tf} \, (-480 \text{ kN})$$

(voir § XII.5 et fig. XII.9). Elle subit en même temps une traction engendrée par l'effort N_{cons} défini par l'action du moment dans la console. En posant $\eta \approx 0{,}9$, ce dernier moment est égal à

$$N_{\text{cons}} = \frac{Qa}{\eta h_{0\text{cons}}} = \frac{46{,}5 \times 0{,}17}{0{,}9 \times 0{,}6} =$$
$$= 14{,}7 \text{ tf} \, (147 \text{ kN}).$$

Puisque $N_{\text{poutre}} > N_{\text{cons}}$, l'armature horizontale de la console recevra une section F_a définie par les dispositions constructives mais non inférieure à $F_a = 0{,}002 h_{0\,\text{cons}} b = 0{,}002 \times 60 \times 40 = 4{,}8$ cm^2 ; on choisit comme armatures 2 ∅20 A-II avec $F_a = 6{,}28$ cm^2.

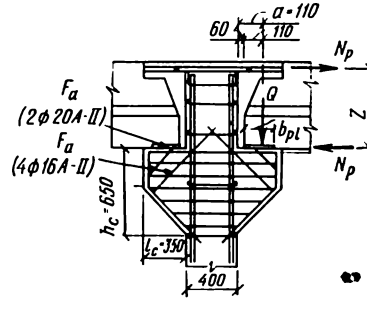


FIG. XII.9. Ferraillage de la tête du poteau

Si la console est telle que $h > 2{,}5a$, les Normes prescrivent de mettre, indépendamment des résultats des calculs, des barres rele-

vées et des cadres horizontaux suivant toute la hauteur de la structure. Ces barres devront avoir une section non inférieure à $F_r = 0{,}002\, bh_{0\,\text{cons}} = 0{,}002 \times 40 \times 60 = 4{,}8$ cm². On choisit comme armatures relevées 4∅ 16 A-II de section $F_r = 8{,}04$ cm². Les cadres de diamètre $d_{tr} = 6$ mm en acier A-II seront placés suivant la hauteur de la console avec un écartement de 100 mm.

Le ferraillage de la tête du poteau est montré sur la figure XII.9.

Cotes d'implantation de la semelle. Les dimensions à donner à la semelle seront définies à partir de la pression de calcul sur le sol R_s déterminée par la charge caractéristique affectée d'un coefficient de surcharge $n = 1$.

Supposant à priori que le côté de la semelle est $b \approx 1{,}5$ m et la profondeur de la fondation $h = 0$, nous cherchons la pression de calcul sur le sol à l'aide de la formule citée dans le Chapitre X en posant $k = 0{,}125$ (sable) et $b_1 = 1$ m:

$$R_s = R_0\left[1 + k\left(\frac{b-b_1}{b_1}\right)\right]\left(\frac{h+h_1}{2h_1}\right) = 6\left[1 + 0{,}125\left(\frac{1{,}5-1}{1}\right)\right]\frac{1}{2} =$$
$$= 3{,}2 \text{ kgf/cm}^2 (0{,}32 \text{ MPa}).$$

Les charges exercées sur le sol de fondation sont:

charge caractéristique $N_{II} = 92$ tf (920 kN) (compte tenu de la masse de la semelle);

charge de calcul $N = 109$ tf (1090 kN) (sans tenir compte de la masse de la semelle).

La surface et la longueur du côté de la semelle (de forme carrée) seront respectivement

$$F_f = N_{II}/R_s = 92/32 = 2{,}87 \text{ m}^2;$$
$$a = \sqrt{F_f} = \sqrt{2{,}87} = 1{,}7 \text{ m}.$$

La semelle aura comme dimensions 170 × 170 cm avec $F_f = 2{,}89$ m².

Calcul de la semelle. La semelle est calculée à la résistance mécanique. Sous la charge de calcul, la poussée du sol de bas en haut sur la semelle (sans tenir compte de la masse de celle-ci) est égale à $p_s = N/F_f = 109\,000/170 \times 170 = 3{,}8$ kgf/cm² (0,38 MPa).

La hauteur utile de la semelle, définie par la condition de résistance au poinçonnement, est calculée d'après la formule (X.14) en mettant $R_{tr} = 7{,}5$ kgf/cm². Il vient

$$h_0 = -0{,}5 b_{pot} + 0{,}5\sqrt{\frac{N}{R_{tr} + p_s}} =$$
$$= -0{,}5 \times 40 + 0{,}5\sqrt{\frac{109\,000}{7{,}5+3{,}8}} = 29 \text{ cm};$$
$$h_f = h_0 + a = 29 + 5 = 34 \text{ cm}.$$

Les dispositions constructives (profondeur d'encastrement du poteau dans son logement augmentée de l'épaisseur minimale de la plaque dans le logement) imposent la hauteur de la semelle

$$h_f = h_p + 20 \text{ cm} = 40 + 20 = 60 \text{ cm}.$$

La hauteur totale de la semelle sera $h_f = 60$ cm (pour $h_0 = 53$ cm); les autres dimensions sont indiquées sur la figure XII.10.

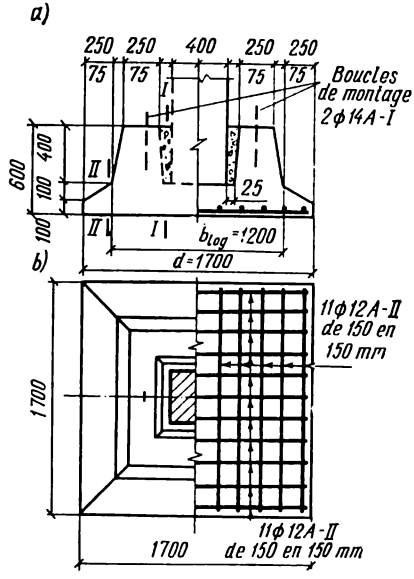


FIG. XII.10. Semelle du poteau: *a*, vue en élévation et en coupe; *b*, vue en plan et schéma de ferraillage au niveau inférieur

Les moments fléchissants dans les sections $I - I$ (nu du poteau) et $II - II$ (encastrement du rebord inférieur de la semelle) se calculent à l'aide de la formule (X.16):

$$M_{\text{I}} = 0{,}125 p_s (a - b_p)^2 a = 0{,}125 \times 3{,}8 (170 - 40)^2 \times 170 = 1\,360\,000 \text{ kgf·cm } (136 \text{ kN·m});$$

$$M_{\text{II}} = 0{,}125 p_s (a - b_1)^2 a = 0{,}125 \times 3{,}8 (170 - 120)^2 \times 170 = 202\,000 \text{ kgf·cm } (20{,}2 \text{ kN·m}).$$

La quantité d'armatures nécessaire à la semelle est cherchée à l'aide de la formule (X.17):

$$F_{a1} = \frac{M_{\text{I}}}{0{,}9 R_a h_0} = \frac{1\,360\,000}{0{,}9 \times 2700 \times 53} = 10{,}6 \text{ cm}^2;$$

$$F_{a2} = \frac{M_{\text{II}}}{0{,}9 R_a h_0'} = \frac{202\,000}{0{,}9 \times 2700 \times 13} = 6{,}4 \text{ cm}^2.$$

Nous adoptons comme armatures 11 ∅12 A-II avec $F_a = 12{,}4$ cm² (Annexe VIII).

Les pourcentages des armatures dans les sections $I - I$ et $II - II$ seront respectivement

$$\mu_1 = \frac{F_{a1}}{b_1 h_0} 100 = \frac{12,4}{120 \times 53} 100 = 0,19\% > \mu_{min} = 0,1\% ;$$

$$\mu_2 = \frac{F_{a2}}{a h_0'} 100 = \frac{12,4}{170 \times 13} 100 = 0,56\% > \mu_{min} = 0,1\%.$$

§ XII.7. MUR DU RÉSERVOIR RECTANGULAIRE

Ce mur est destiné au réservoir en éléments préfabriqués représenté sur la figure XII.1, *a*, *b*. L'épaisseur du mur est 20 cm. Les panneaux du mur ont la largeur nominale 3 m (suivant les axes des joints) et la largeur constructive 2,8 m. Les joints verticaux des panneaux auront une largeur de 20 cm. Ils seront garnis de béton M 300 et d'une bande de béton projeté de l'intérieur large d'environ 50 cm. Les panneaux seront encastrés en bas dans les rainures du fond et réunis en haut par les éléments préfabriqués de la toiture par soudage des pièces scellées.

Les panneaux seront constitués de béton M 200 ($m_{b1} = 1$) avec $R_{pr} = 90$ kgf/cm² (9 MPa) (Annexe IV) et munis de treillis soudés à armature principale verticale en acier de classe A-III avec $R_a = 3600$ kgf/cm² (360 MPa) pour $d \geqslant 10$ mm (Annexe VI).

Charges exercées sur le mur. Le réservoir étant vide, le mur subit la poussée du sol de l'extérieur. Pendant l'épreuve de pression hydraulique, le mur subit la pression d'eau de l'intérieur en l'absence de toute poussée du sol.

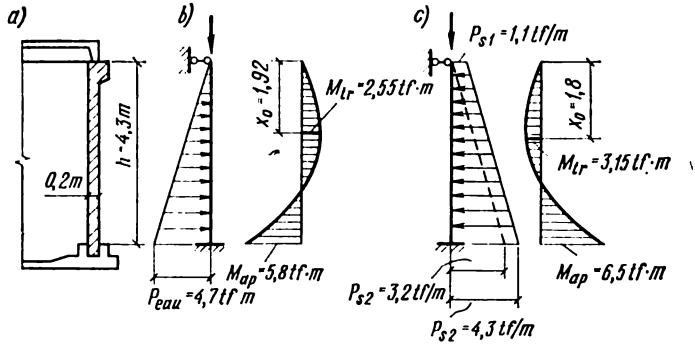


FIG. XII.11. Pour le calcul du mur du réservoir rectangulaire:
a, vue en coupe du mur; *b*, schéma des efforts et diagramme des moments déterminés par la pression d'eau; *c*, idem, par la poussée du sol

Le panneau du mur doit être calculé séparément à la flexion sous la poussée du sol et à la flexion sous la pression de l'eau, en l'assimilant à une poutre à simple travée encastrée dans le fond et articulée avec la toiture (fig. XII.11, *a*). La charge verticale sur le mur

provenant de la toiture n'étant pas toujours présente, on l'omet dans les calculs.

Calculons 1 m de longueur du mur. La charge de calcul provenant de la pression d'eau au niveau de l'encastrement inférieur (fig. XII.11, *b*) est

$$p_{\text{eau}} = n\gamma h = 1{,}1 \times 1 \times 4{,}3 = 4{,}7\text{tf/m (47 kN/m)}.$$

La charge de calcul provenant de la poussée du sol est déterminée séparément au niveau de la tranche supérieure du panneau (p_{s1}) et au niveau de l'encastrement inférieur (p_{s2}). Ces deux valeurs (fig. XII.11, *c*) sont respectivement

$$p_{s1} = n\gamma_s h_1 \operatorname{tg}^2(45° - \varphi/2) =$$
$$= 1{,}2 \times 1{,}8 \times 1{,}4 \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{30°}{2}\right) = 1{,}1 \text{ tf/m (11 kN/m)};$$
$$p_{s2} = p'_{s2} + p_{s1} = n\gamma_s h \operatorname{tg}^2(45° - \varphi/2) + p_{s1} =$$
$$= 1{,}2 \times 1{,}8(4{,}8 - 0{,}5) \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{30°}{2}\right) + 1{,}1 = 3{,}2 + 1{,}1 =$$
$$= 4{,}3 \text{ tf/m (43 kN/m)}.$$

Moments fléchissants dans le mur. Section à donner aux armatures. La pression de l'eau contenue dans le réservoir (voir § XI.5, fig. XI.41) fait naître (fig. XII.11, *b*):

un moment fléchissant au niveau de l'encastrement inférieur

$$M_{\text{ap. eau}} = -\frac{p_{\text{eau}} h^2}{15} = -\frac{4{,}7 \times 4{,}3^2}{15} = -5{,}8 \text{ tf·m/m} (-58 \text{ kN·m/m});$$

un moment fléchissant (maximal) en travée à la distance $x_0 = 0{,}45h = 0{,}45 \times 4{,}3 = 1{,}92$ m du bord supérieur du panneau

$$M_{\text{tr. eau}} = \frac{p_{\text{eau}} h^2}{33{,}3} = \frac{4{,}7 \times 4{,}3^2}{33{,}3} = 2{,}6 \text{ tf·m/m (26 kN·m/m)}.$$

La poussée du sol exercée de l'extérieur du réservoir fait naître (fig. XII.11, *c*):

un moment fléchissant au niveau de l'encastrement inférieur

$$M_{\text{ap. s}} = \frac{p'_{s2} h^2}{15} - \frac{p_{s1} h^2}{8} = -\frac{3{,}2 \times 4{,}3^2}{15} - \frac{1{,}1 \times 4{,}3^2}{8} =$$
$$= -6{,}5 \text{ tf·m/m} (-65 \text{ kN·m/m});$$

un moment fléchissant (maximal) en travée

$$M_{\text{tr. s}} = \left(\frac{1}{10} p'_{s2} + \frac{3}{8} p_{s1}\right) h x_0 - \frac{p'_{s2}}{6h} x_0^3 - \frac{p_{s1}}{2} x_0^2 =$$
$$= \left(\frac{1}{10} 3{,}2 + \frac{3}{8} 1{,}1\right) 4{,}3 \times 1{,}8 - \frac{3{,}2}{6 \times 4{,}3} 1{,}8^3 - \frac{1{,}1}{2} \times 1{,}8^2 =$$
$$= 3{,}15 \text{ tf·m/m (31,5 kN·m/m)},$$

où la distance $x_0 = 1{,}8$ m entre le bord du panneau et le point d'application de la charge a été calculée à l'aide de la formule

$$\frac{1}{10} p'_{s2} h + \frac{3}{8} p_{s1} h - \frac{p'_{s2}}{2l} x_0^2 - p_{s1} x_0 = 0.$$

Voyant que les moments fléchissants dans le mur provenant de la pression d'eau et de la poussée du sol sont peu différents entre eux, nous placerons une même quantité d'armatures verticales près de la surface intérieure et près de la surface extérieure du mur. Ce sont les valeurs maximales des moments que nous prendrons en compte. Le calcul à la résistance du mur se fait suivant une section normale, en l'assimilant à un hourdis de dimensions $b = 100$ cm, $h_0 = h - a = 20 - 3 = 17$ cm.

Pour la section au niveau de l'encastrement inférieur, les formules (VI.13), (VI.14) et le Tableau VI.1 nous donnent

$$A_0 = \frac{M}{bh_0^2 R_{pr}} = \frac{650\,000}{100 \times 17^2 \times 90} = 0{,}25\,; \quad \eta = 0{,}852\,;$$

$$F_a = \frac{M}{\eta h_0 R_a} = \frac{650\,000}{0{,}852 \times 17 \times 3600} = 12{,}5 \text{ cm}^2.$$

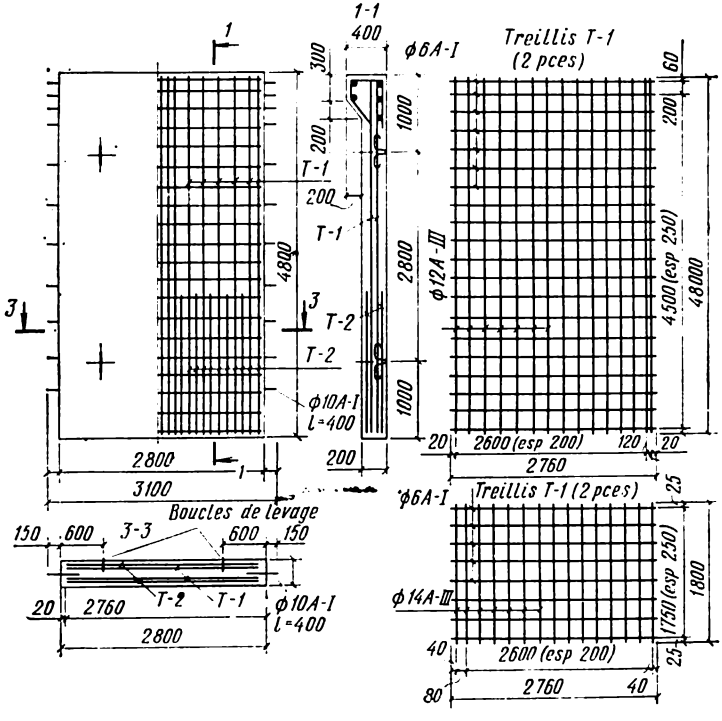


FIG. XII.12. Panneau du mur du réservoir rectangulaire

Pour la section en travée

$$A_0 = \frac{315\,000}{100 \times 17^2 \times 90} = 0{,}121\,; \quad \eta = 0{,}935\,;$$

$$F_a = \frac{315\,000}{0{,}935 \times 17 \times 3600} = 5{,}5 \text{ cm}^2.$$

Le mur recevra comme ferraillage deux treillis doubles parallèles à chaque côté de la section:

un treillis 5 ∅ 12 A-III avec $F_a = 5{,}65$ cm² suivant toute la hauteur du mur;

un treillis 5∅ 14 A-III avec $F_a = 7{,}69$ cm² dans la partie de base du mur.

L'emplacement des barres horizontales sera défini par les dispositions constructives.

Le calcul du mur à la fissuration est omis.

Le panneau du mur est représenté sur la figure XII.12.

§ XII.8. PAROI DU RÉSERVOIR CYLINDRIQUE PRÉFABRIQUÉ

Cette paroi constitue l'enceinte d'un réservoir cylindrique semi-enterré couvert entouré d'un remblai de terre. Diamètre du réservoir 18 m (rayon $r = 9$ m), hauteur $H = 4{,}8$ m. La paroi est formée d'éléments préfabriqués en béton précontraint d'épaisseur $\delta = 14$ cm. Elle est articulée dans le fond. La pression verticale sur un mètre de longueur de la base de la paroi à prendre en compte dans les calculs est $N_1 = 3$ tf/m (30 kN/m) sans remblai et $N_2 = 10$ tf/m (100 kN/m) avec remblai.

Les panneaux de mur préfabriqués sont confectionnés avec du béton M 200 ($m_{b1} = 1$). Les joints sont scellés avec du béton M 300.

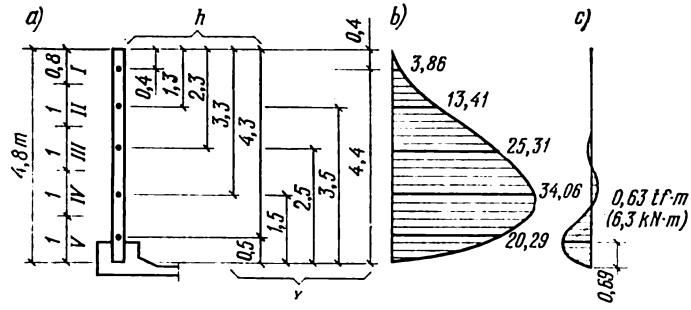


FIG. XII.13. Pour le calcul de la paroi du réservoir cylindrique:
a, division en ceintures; b, diagramme des efforts de traction annulaires dans la paroi (en tf); c, diagramme des moments fléchissants verticaux

La paroi est ferraillée avec des frettes (cerces) constituées de barres en acier précontraint à haute adhérence de classe A-IV avec $R_{aII} = 6000$ kgf/cm² (600 MPa), $R_a = 5000$ kgf/cm² (500 MPa), $E_a = 2 \cdot 10^6$ kgf/cm² ($2 \cdot 10^5$ MPa) (Annexe VI). Chaque cerce est compo-

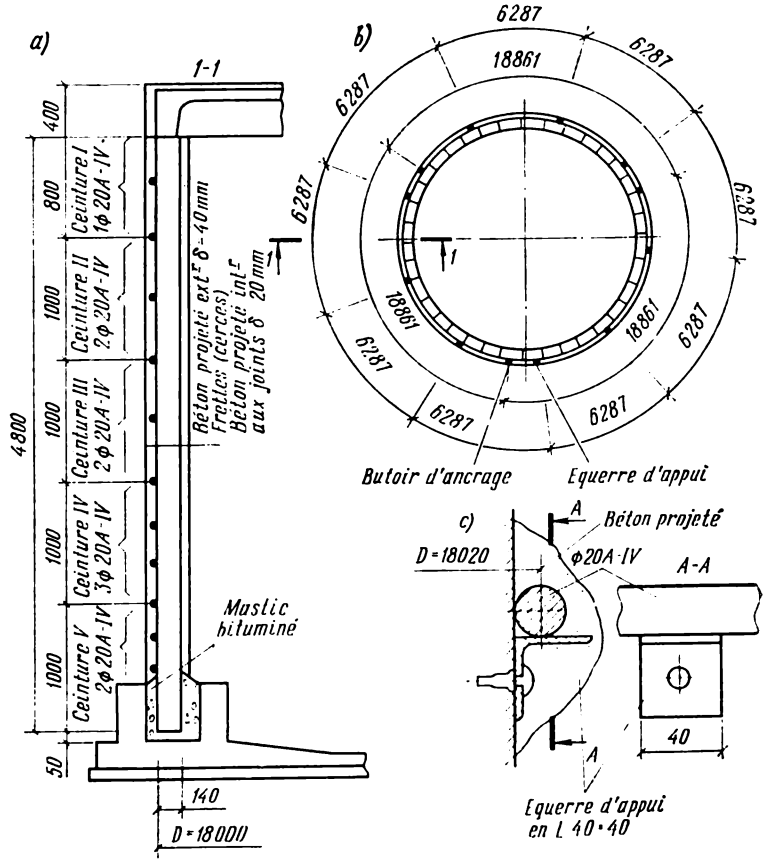


FIG. XII.14. Organisation de la paroi du réservoir cylindrique:
a, vue en coupe verticale; *b*, vue en plan de la paroi avec indication des joints des panneaux, des jonctions des barres précontraintes et des équerres d'appui des frettes; *c*, détail de fixation de la frette

sée de trois éléments (fig. XII,14, *b*). La précontrainte est réalisée en post-tension par les moyens électrothermiques.

La précontrainte est transmise sur la paroi dès que le béton des panneaux a atteint la résistance $R_0 = R = 200$ kgf/cm² (20 MPa) et le béton vibré dans les joints, la résistance $R_0 = 0{,}7\ R = 0{,}7 \times \times 300 = 210$ kgf/cm² (21 MPa).

Efforts annulaires et moments fléchissants verticaux dans la paroi

Les efforts de calcul (tractions) annulaires dans la paroi sont déterminés à l'aide de la formule (XI.9):

$$T = T_0 - (2r/s)\, Q_{1r}\eta_1,$$

où T_0 et Q_{fr} sont à calculer d'après (XI.3) (et (XI.8) et le coefficient η_1 est à chercher au Tableau XI.2.

Divisons la paroi en ceintures de 1 m de haut, à l'exception de la ceinture supérieure qui aura une hauteur de 0,8 m, et admettons que l'effort de calcul dans chaque ceinture soit égal à l'effort qui se manifeste à mi-hauteur de la ceinture. Le schéma de division en ceintures est illustré sur la figure XII.13, *a*.

Calculons la raideur caractéristique de la paroi s d'après la formule (XI.5):

$$s = 0{,}76\sqrt{r\delta} = 0{,}76\sqrt{9 \times 0{,}14} = 0{,}86 \text{ m}.$$

Cherchons la force de frottement à la base de la paroi Q_{fr} sans et avec remblai, en admettant que le coefficient de frottement de la paroi sur le fond est $f = 0{,}5$:

$$Q_{fr.1} = fN_1 = 0{,}5 \times 3 = 1{,}50 \text{ tf/m } (15 \text{ kN/m});$$
$$Q_{fr.2} = fN_2 = 0{,}5 \times 10 = 5 \text{ tf/m } (50 \text{ kN/m}).$$

Vérifions la condition

$$Q_{fr} \leqslant \frac{p_{max} s}{2} = \frac{5{,}28 \times 0{,}86}{2} = 2{,}28 \text{ tf/m } (22{,}8 \text{ kN/m}),$$

où

$$p_{max} = n\gamma H = 1{,}1 \times 1 \times 4{,}8 = 5{,}28 \text{ tf/m } (52{,}8 \text{ kN/m}).$$

Puisque $Q_{fr.2} = 5$ tf/m (50 kN/m) $> 2{,}28$ tf/m, nous prendrons dans nos calculs, conformément à (XI.10), la valeur de $Q_{fr.2} = 2{,}28$ tf/m (22,8 kN/m). Les résultats du calcul des efforts dans les ceintures sont résumés dans le Tableau XII.2.

TABLEAU XII.2

Efforts de traction annulaires dans la paroi du réservoir

N° de la ceinture (du haut en bas)	h (à partir du haut de la paroi), m	x (à partir du bas de la paroi), m	$T_0 = np_n r$, tf/m	$\varphi = x/s$	η_1	$2r/sQ_{fr}\eta_1$		$T = T_0 - (2r/s)\,Q_{fr}\eta_1$	
						$Q_{fr1} = 1.5$	$Q_{fr2} = 2{,}28$	T_1	T_2
						tf/m, ou kN/m×10			
I	0,4	4,4	3,96	5,1	0,0022	0,069	0,1	3,89	3,86
II	1,3	3,5	12,87	4,06	−0,0114	−0,036	−0,54	12,91	13,41
III	2,3	2,5	22,77	2,9	−0,0535	−1,58	−2,54	24,35	25,31
IV	3,3	1,5	32,67	1,75	−0,0292	−0,91	−1,39	33,56	34,06
V	4,3	0,5	42,67	0,58	0,488	15,28	22,28	26,58	20,29
	4,8	0	47,52	0	1	31,32	47,52	16,2	0

Le diagramme des efforts de traction annulaires dans la paroi est montré sur la figure XII.13, *b*.

Le moment fléchissant vertical (méridien) dans la paroi se laisse calculer par la formule (XI.11):

$$M = Q_{fr} s \eta_2,$$

où η_2 est un coefficient tiré du Tableau XI.2.

Le moment méridien maximal dans la paroi (fig. XII.13, *c*) se manifeste pour $Q_{fr}^{max} = Q_{fr2} = 2{,}28$ tf/m (22,8 kN/m) et agit dans la section d'ordonnée x_0 correspondant à la valeur maximale du coefficient η_2, notamment à $\eta_2^{max} = 0{,}322$ (selon le Tableau XI.1) pour $\varphi = 0{,}8$; on a donc $x_0 = \varphi s = 0{,}8 \times 0{,}86 = 0{,}69$ m, d'où

$$M_{max} = Q_{fr}^{max} s \eta_2^{max} = 2{,}28 \times 0{,}86 \times 0{,}322 =$$
$$= 0{,}63 \text{ tf}\cdot\text{m/m } (6{,}3 \text{ kN}\cdot\text{m/m}).$$

Calcul aux états-limites ultimes

La section à donner aux frettes est déterminée conformément à la condition (V.26) en appliquant la formule

$$F_{pc} = \frac{T}{R_{a.pc}},$$

dans laquelle $R_{a.pc} = R_a m_{a4} = 5000 \times 1{,}2 = 6000$ kgf/cm² (600 MPa) (pour la valeur de $m_{a4} = 1{,}2$, voir § V.3).

Puisque la structure en question doit présenter une excellente résistance à la fissuration, il convient de majorer la section à donner aux frettes d'environ 40 % (voir Tableau XII.3).

TABLEAU XII.3

Section à donner aux frettes de la paroi du réservoir

n° de la ceinture (du haut en bas)	T, tf/cm	$F_{pc} = \frac{T}{R_{a.pc}} \times 1{,}4$ cm²/m	Constitution des frettes et leur section F_a, cm², pour chaque ceinture	
I	3,86	0,9	1⌀20	3,14
II	13,41	3,1	2⌀20	6,28
III	25,31	5,9	2⌀20	6,28
IV	34,06	8,[illegible]	3⌀20	9,41
V	20,29	4,7	2⌀20	6,28

Nota. $R_{a.pc} = 6000$ kgf/cm² (600 MPa).

La disposition des frettes dans les ceintures de la paroi est montrée sur la figure XII.14, *a*.

En ce qui concerne l'armature verticale, le diagramme des moments fléchissants (fig. XII.13, *c*) permet de voir qu'un très petit

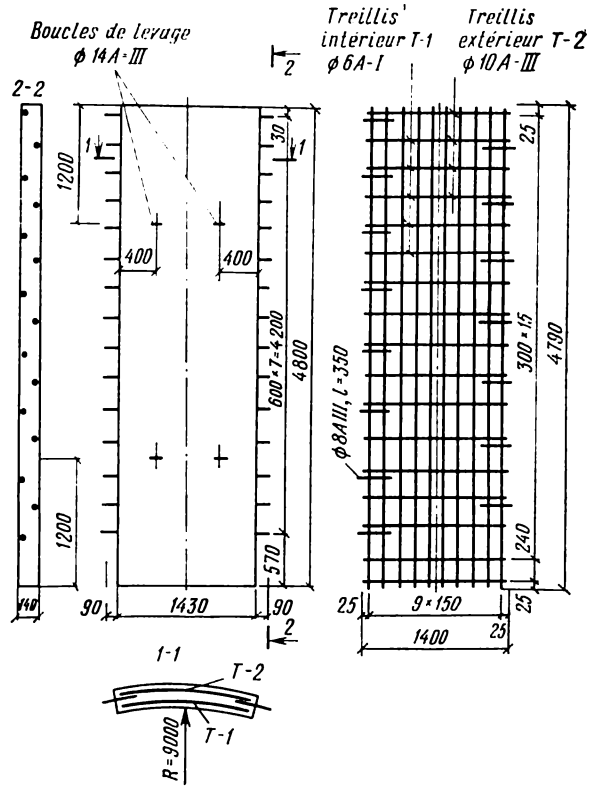


FIG. XII.15. Panneau du mur pour réservoir cylindrique

nombre de barres verticales suffit. De ce fait, les barres verticales seront mises en place conformément aux dispositions constructives (sans contrôle de résistance), à moins d'être calculées pour résister aux efforts qui risquent de se produire sur le chantier au cours de l'assemblage. Le panneau de mur préfabriqué est représenté sur la figure XII.15.

Calcul aux états-limites d'utilisation

La résistance à la fissuration de la structure envisagée doit répondre aux exigences de la 1re catégorie (voir § III.1 et § XI.3). Dans le cas considéré on doit empêcher la fissuration sous les efforts engendrés par les charges de calcul, c'est-à-dire en faisant intervenir le même coefficient de surcharge $n > 1$ que pendant le calcul à la résistance mécanique (voir § III.1). Nous ferons le calcul de la ceinture IV (la plus sollicitée) en faisant agir l'effort T (voir Tableau XII.2).

Effort de précontrainte. La précontrainte maximale (traction) des armatures sera calculée en faisant intervenir la condition (III.8), compte tenu des écarts admissibles évalués par la formule (III.10), en supposant que la longueur de la barre mise en précontrainte est égale à la distance entre deux joints des barres $l = 2\pi r/3 = 2 \times \times 3{,}14 \times 9/3 = 18{,}8$ m:

$$p = 300 + \frac{3600}{18{,}8} \approx 490 \text{ kgf/cm}^2 (49 \text{ MPa});$$

$$\sigma_0 = R_{aII} - p = 6000 - 490 = 5510 \text{ kgf/cm}^2 (551 \text{ MPa}).$$

Pertes instantanées:

par déformation des appareils d'ancrage, conformément à la formule (III.18),

$$\sigma_3^{(anc)} = \frac{\lambda_1 + \lambda_2}{l} E_a = \frac{1+1}{18\,800} 2\,000\,000 = 212 \text{ kgf/cm}^2 (21{,}2 \text{ MPa});$$

par frottement de l'acier sur le béton: néant (car les armatures sont mises en tension par les moyens électrothermiques). On a donc

$$\sigma_{p1} = \sigma_3^{(anc)} = 212 \text{ kgf/cm}^2 (21{,}2 \text{ MPa}).$$

Pertes différées:

par relaxation des tensions dans les barres (mise en tension par les moyens électrothermiques)

$$\sigma_1 = 0{,}03\, \sigma_0 = 0{,}03 \times 5510 = 165 \text{ kgf/cm}^2 (16{,}5 \text{ MPa});$$

par retrait du béton M 200 (voir Tableau III.2)

$$\sigma_8^{(anc)} = 300 \text{ kgf/cm}^2 (30 \text{ MPa});$$

par fluage différé du béton, d'après la formule (III.22),

$$\sigma_9^{(anc)} = 2000\, \sigma_{b.pc}/R_0 = 2000 \times 33{,}7/200 = \\ = 337 \text{ kgf/cm}^2 (33{,}7 \text{ MPa}),$$

où

$$\sigma_{b.\,pc} = \frac{N_{01}}{F_{pc}} = \frac{(\sigma_0 - \sigma_{p1}) F_{pc}}{F_b + nF_{pc}} = \frac{(5510-212)\,9{,}41}{14 \times 100 + 8{,}33 \times 9{,}41} = \\ = 33{,}7 \text{ kgf/cm}^2 (3{,}37 \text{ MPa}),$$

valeur inférieure à $0{,}6R_0 = 0{,}6 \times 200 = 120$ kgf/cm^2 (12 MPa);

$$n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^6}{0{,}24 \cdot 10^6} = 8{,}33.$$

Les pertes différées (secondes) s'évaluent donc à

$$\sigma_{p2} = \sigma_1 + \sigma_8^{(anc)} + \sigma_9^{(anc)} = 165 + 300 + 337 = \\ = 802 \text{ kgf/cm}^2 (80{,}2 \text{ MPa}).$$

Pertes totales:

$$\sigma_p = \sigma_{p1} + \sigma_{p2} = 212 + 802 = 1014 \text{ kgf/cm}^2 (101{,}4 \text{ MPa}).$$

Cette valeur est supérieure à la valeur minimale 1000 kgf/cm² (100 MPa) qui est obligatoirement introduite dans le calcul.

Compte tenu des pertes de précontrainte totales et du coefficient pe précision de la mise en tension m_{mt}, l'effort de précontrainte est égal à

$$N_0 = m_{mt} (\sigma_0 - \sigma_p) F_{pc} = 0{,}9 (5510 - 1014) 9{,}41 = \\ = 38\,100 \text{ kgf } (381 \text{ kN}).$$

En calculant la valeur de m_{mt}, on a d'abord calculé Δm_{mt} par la formule (III.25) pour la mise en tension par les moyens électrothermiques:

$$\Delta m_{mt} = 0{,}5 \frac{p}{\sigma_0} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{n_b}}\right) = 0{,}5 \frac{500}{5500} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{3}}\right) = 0{,}07\,;$$

or, puisque la plus petite valeur de Δm_{mt} à prendre en compte est 0,1, on a pris conformément à la formule (III.24)

$$m_{mt} = 1 - \Delta m_{mt} = 1 - 0{,}1 = 0{,}9.$$

Vérification à la fissuration de la paroi. Vérifions la condition $T \leqslant N_0$ (formule (XI.23)). On a dans la ceinture IV qui est la plus sollicitée (voir Tableau XII.3) $T = 34\,060$ kgf (340,6 kN), valeur inférieure à $N_0 = 38\,100$ kgf (381 kN). Il ne se produit donc aucune fissure dans la paroi; la condition de résistance à la fissuration est respectée.

Dans les autres ceintures la condition $T < N_0$ est aussi vérifiée (les calculs sont omis).

CHAPITRE XIII

OUVRAGES DES SYSTÈMES DE TRANSPORT DE LA CHALEUR

§ XIII.1. GÉNÉRALITÉS

L'approvisionnement en chaleur des agglomérations et des entreprises industrielles est assuré en installant un réseau de conduites de chaleur principales et de distribution : ce sont des tubes d'acier calorifugés véhiculant l'eau surchauffée ou la vapeur. Afin d'éviter les contraintes dues aux déformations thermiques (cycle chauffage-refroidissement), toute conduite de chaleur doit pouvoir se déplacer sans difficulté.

Les conduites de chaleur sont généralement posées dans le sol. Pour préserver la couche isolante et permettre un déplacement libre des conduites lors des variations de la température, on les place dans des galeries appropriées ou dans des collecteurs. Posées directement dans le sol, les conduites sont munies de gaines protectrices.

Un collecteur commun où la conduite de chaleur est posée à côté d'autres canalisations souterraines (électricité, téléphone, eau, égoût) diminue beaucoup le coût de la construction et de l'exploitation des réseaux souterrains dans les villes et les localités. Les conduites de chaleur peuvent aussi être placées au-dessus du sol, sur des pylônes, rampes, mâts, supports ; cette solution est mise en œuvre dans les entreprises industrielles, lorsque la nappe phréatique se trouve à faible profondeur, en pergélisol.

Le long du tracé du réseau sont prévus des chambres pour vannes, appareils de mesure, etc., des appuis fixes et mobiles des conduites, ainsi que des niches pour lyres : ce sont des compensateurs flexibles en forme de U qui rendent possibles les dilatations des tuyaux entre deux appuis fixes.

Toute conduite de chaleur doit présenter une pente longitudinale de 0,002 au moins, afin de permettre la vidange de l'eau dans les points bas et l'échappement de l'air dans les points hauts. La pente assure également l'évacuation des eaux d'infiltration du collecteur dans des fosses spéciales aménagées tous les 100 à 150 m, d'où l'eau est évacuée vers des égoûts de pluie ou vers des bassins. Si la conduite souterraine rencontre les eaux souterraines, on prévoit généralement un drainage parallèle constitué par des tubes et destiné à abaisser la nappe phréatique. On adopte dans ce cas une pente longitudinale de 0,003 et l'on donne au fond de la galerie une pente transversale de 0,01 vers le tube de drainage.

Les surfaces extérieures des parois et des planchers des galeries dans le sol sec et les surfaces des galeries munies d'un système de drainage doivent être garnies de deux couches de bitume à chaud afin de garantir l'étanchéité.

Si, dans un endroit quelconque, la conduite passe dans un sous-sol gonflé d'eau sans qu'il soit possible de mettre en place un drainage, la galerie est dotée d'une couche étanche collée.

Aux abords d'un bâtiment, on donne une certaine rampe à la conduite afin d'éviter la pénétration de l'eau dans la cave et l'humidification du sol de fondation.

Si la hauteur de la galerie n'est pas supérieure à 1200 mm, on dit qu'elle est *surbaissée*. Haute de 1400 à 2100 mm, la galerie est dite *semi-passante*. L'accès dans une galerie surbaissée pour visite et réparation de la conduite n'est possible que par le haut, en enlevant le sol et les hourdis du plancher. S'il s'agit d'une galerie semi-passante, on peut y accéder à partir des chambres dont les planchers sont percés de trous qui communiquent avec la surface. Si la hauteur du souterrain est comprise entre 2100 et 3000 mm, il s'agit d'une galerie *passante* ou *tunnel*. Si le souterrain en question est commun pour des canalisations de nature différente, il est appelé *collecteur*. Sa hauteur permet le déplacement du personnel chargé de monter, visiter et réparer les canalisations.

Les galeries et les collecteurs doivent être enterrés à une profondeur d'au moins 0,7 m dans le sol ; sous une chaussée, ils peuvent se trouver à 0,5 m sous le sol. En pratique, on installe souvent des conduites de chaleur semi-enterrées qui débordent de 200 à 400 mm au-dessus du sol. Une telle galerie est calorifugée par un remblai de laitier autour des murs et une couche d'isolant sur le plancher.

En choisissant le tracé de la conduite, on cherche à réduire autant que possible sa longueur, ainsi que le nombre de cours d'eau, de voies ferroviaires et de chaussées rencontrés, vu que les traversées augmentent sensiblement le coût de la construction.

Les galeries et les collecteurs sont dotés de joints de dilatation grâce auxquels les affaissements des différents tronçons de la conduite sont indépendants et la déformation thermique des structures est réduite. Les joints sont aménagés aux endroits où la galerie rencontre une chambre ou une niche, ainsi que dans les points où le sol devient nettement différent, mais ils ne seront jamais espacés de plus de 50 m en cas de pose souterraine et de plus de 30 m en cas de pose semi-enterrée.

Les structures des ouvrages souterrains et semi-enterrés sont fabriquées en briques, béton et béton armé; dans les réseaux de surface, les briques et le béton sont employés pour les pylônes et le béton armé et le métal, pour les mâts et les rampes.

Galeries surbaissées

Le schéma le plus simple d'une galerie surbaissée est donné sur la figure XIII.1. Une couche de béton de classe M 75, épaisse de 100 mm, est posée sur la surface unie du sol. Après le montage et le calorifugeage des tubes, on installe sur le fond les blocs des murs en béton et l'on recouvre la galerie avec des hourdis préfabriqués en béton armé.

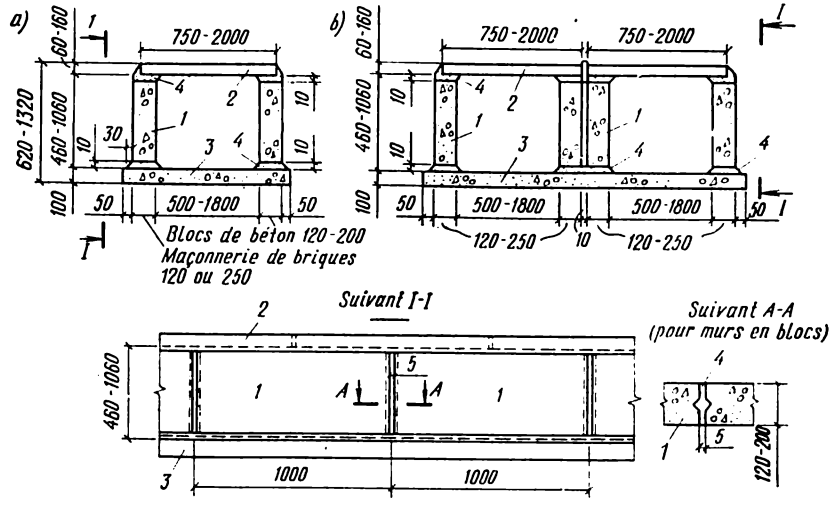


FIG. XIII.1. Galeries surbaissées aux murs en blocs de béton (ou en briques): *a*, à un compartiment ; *b*, à deux compartiments; *1*, blocs des murs en béton ou maçonnerie de briques; *2*, hourdis du plancher préfabriqué en béton armé; *3*, couche de propreté en béton; *4*, mortier de ciment de classe 50

Les murs de la galerie peuvent aussi être réalisés en maçonnerie de briques rouges (bien cuites). La section d'une telle galerie peut varier largement en fonction du diamètre des conduites : elle peut avoir une hauteur de 460 à 1060 mm pour une largeur de 500 à 1800 mm.

L'épaisseur des blocs des murs en béton, fonction de la hauteur de la galerie, varie entre 120 et 200 mm (120 et 250 mm pour la maçonnerie de briques). Les parois ne résistent à la poussée latérale du sol que si elles sont entretoisées en haut; on attendra donc la pose du plancher avant de combler la fouille. S'il est nécessaire d'ouvrir une telle galerie pour visiter et réparer la conduite, on est obligé de mettre en place des entretoises au niveau supérieur des parois.

Les hourdis des planchers de couverture sont plats, épais de 60 à 160 mm en fonction de la portée (largeur de la galerie).

La figure XIII.2 montre une galerie longée par un tube de drainage destiné à abaisser le niveau des eaux souterraines. Le tube en amiante-ciment ou en céramique avec des trous d'admission d'eau

de 150 à 200 mm de diamètre est disposé 400 mm plus bas que le fond de la galerie, à une distance de 700 mm de la paroi, dans un lit filtrant de gravier et de sable.

Comme nous l'avons déjà signalé dans le § XIII.1, la galerie située dans un sol gonflé d'eau et démunie de drainage pour des raisons techniques est obligatoirement dotée d'une couche étanche (fig. XIII.3). Le fond de la galerie doit alors être en béton armé, car il encaisse la pression ascendante des eaux souterraines et travaille à la flexion entre les murs. Pour éviter la remontée de la galerie par flottation, il faut que son poids soit supérieur à la résultante des pressions ascendantes (voir § XI.3, formule (XI.21)).

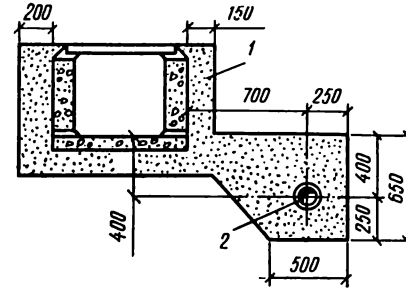


FIG. XIII.2. Galerie longée par un tube de drainage:

1, lit filtrant gravier-sable; *2*, tube de drainage

Dans la pratique de la construction, on utilise largement pour les galeries surbaissées des éléments-types préfabriqués en béton armé qui facilitent le travail et diminuent la dépense des matériaux.

Une galerie souterraine surbaissée à un compartiment est montrée sur la figure XIII.4. Des caniveaux préfabriqués en béton armé sont posés sur un lit de sable et recouverts de hourdis plats (fig. XIII.4, *a*). Une galerie à deux compartiments est une réunion de deux galeries à un compartiment divisées par un espace de 100 mm rempli de sable (fig. XIII.4, *b*). Quelquefois les caniveaux sont employés comme plancher de couverture de la conduite montée sur une couche de béton (fig. XIII.4, *c*).

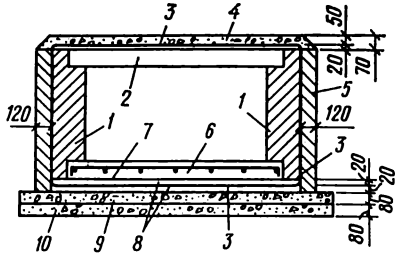


FIG. XIII.3. Galerie avec couche étanche collée:

1, murs; *2*, hourdis du plancher préfabriqués en béton armé; *3*, couche étanche collée; *4*, couche de béton; *5*, muret de protection en maçonnerie; *6*, fond en béton armé; *7*, armatures principales du fond; *8*, chape en ciment; *9*, couche de propreté en béton; *10*, lit de pierres cassées

La hauteur des caniveaux est 300, 450 et 600 mm, la largeur de 600 à 2100 mm, la longueur nominale 3 m (longueur de projet 2,97 m).

Pour pouvoir varier la longueur du tronçon droit de la galerie entre chambres ou entre niches, on prévoit pour tous types de caniveaux des éléments complémentaires de longueur 0,6 m (longueur de projet 570 mm). Les parois des caniveaux résistent à la poussée latérale du sol à la façon des consoles encastrées dans le fond, ce qui détermine leur épaisseur variable : 80 à 140 mm en bas et 50 à 100 mm

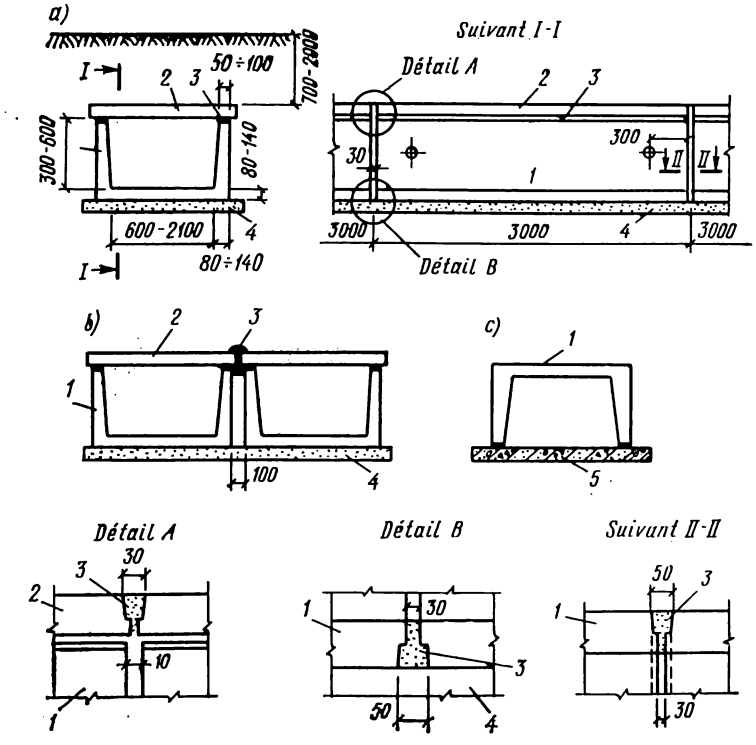


FIG. XIII.4. Galerie surbaissée construite en caniveaux préfabriqués en béton armé et dalles plates:

1, caniveau; *2*, hourdis du plancher; *3*, mortier de ciment; *4*, lit de sable; *5*, radier en béton

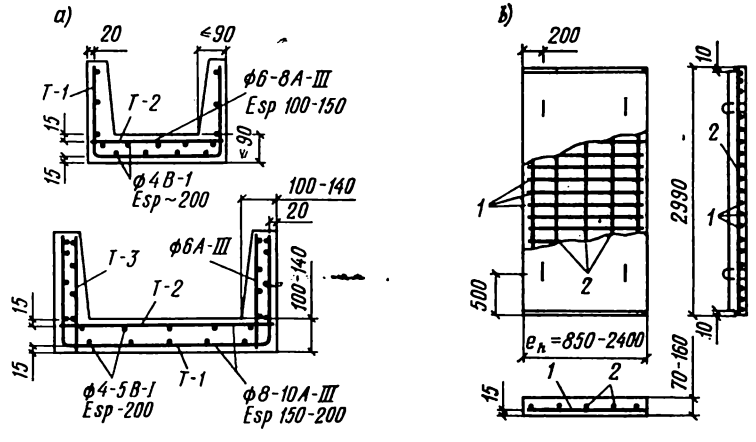


FIG. XIII.5. Ferraillage des caniveaux et dalles du plancher préfabriqués en béton armé:

1, armatures principales; *2*, armatures de répartition

en haut. S'il est nécessaire d'ouvrir la galerie, on dépose les hourdis en laissant en place le sol autour des parois.

Les caniveaux sont fabriqués en béton de classe M 300 et armés de treillis soudés en acier des classes A-III et B-I (fig. XIII.5, *a*).

Les hourdis sont plats. Leur portée nominale (en travers du caniveau) est 0,85 à 2,4 m, la longueur nominale 3 m (0,6 m pour les

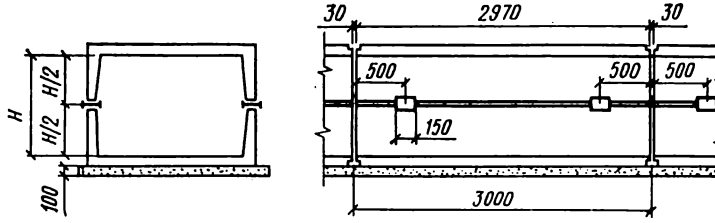


FIG. XIII.6. Galerie surbaissée en deux caniveaux accolés

hourdis complémentaires), l'épaisseur 70 à 160 mm. Béton de classe M 200, armatures principales en acier de classe A-III, armatures de répartition en acier de classe B-I (fig. XIII.5, *b*).

Une autre solution retenue pour les galeries surbaissées préfabriquées en béton armé consiste à superposer deux caniveaux dont

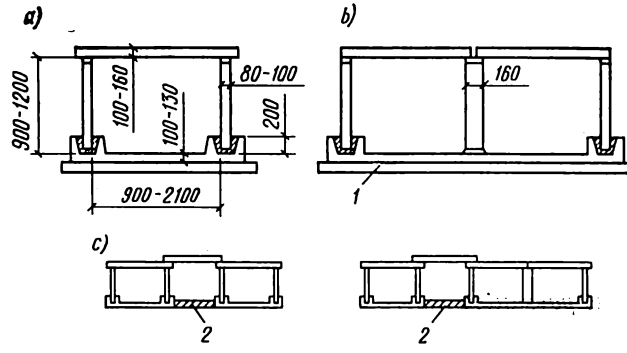


FIG. XIII.7. Galeries surbaissées en dalles plates:
1, lit de sable; *2*, béton coulé en place

l'un fait office de fond et l'autre de plancher. Le caniveau supérieur est mis en place après avoir posé et calorifugé les tubes (fig. XIII.6). La hauteur d'une telle galerie est égale à la somme des hauteurs des parois des deux caniveaux augmentée d'un espace d'environ 20 mm rempli de mortier de ciment de classe 50. Afin de positionner correctement les caniveaux l'un par rapport à l'autre, on interpose dans le joint une garniture d'acier formée de deux fers U (nos 12 et 16) réunis par soudure en forme de double T. Les parois de chacun des

caniveaux résistent à la poussée latérale du sol à la façon d'une console encastrée dans le fond du caniveau.

Une troisième solution pour les galeries de même type utilise des dalles plates préfabriquées en béton armé (fig. XIII.7). Les dalles du fond, posées sur un lit de sable, présentent des rainures de 200 mm de profondeur qui reçoivent les dalles des murs. Le jeu est rempli de béton de classe 300 aux pierres cassées de faible granulométrie. Les hourdis du plancher sont posés sur les dalles des murs (fig. XIII. 7, *a*). Une galerie à deux compartiments est aménagée en installant une cloison sur le fond (fig. XIII.7, *b*), et une galerie à compartiments multiples, en juxtaposant des galeries à un et à deux compartiments (fig. XIII.7, *c*). Le plan de ferraillage des dalles est montré sur la figure XIII.8.

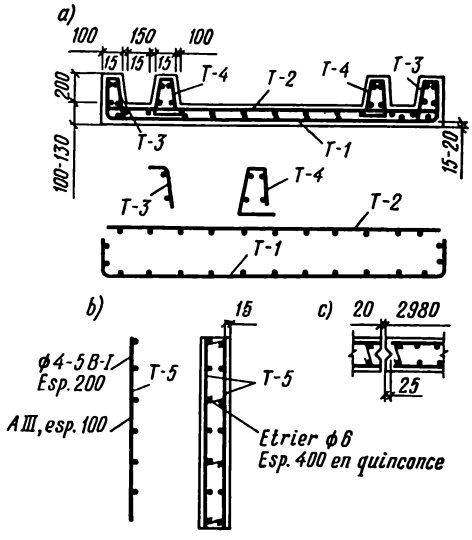


FIG. XIII.8. Ferraillage des dalles plates: *a*, dalle du fond; *b*, dalle du mur; *c*, joint des dalles des murs

Une galerie fabriquée à partir de caniveaux et de dalles plates peut être semi-enterrée, auquel cas elle sera recouverte de hourdis calorifugés à trois couches (fig. XIII.9).

Les éléments-types pour galeries sont calculés pour une profondeur de 700 à 2000 mm à partir de la surface du sol, compte tenu de la surcharge en surface provenant des véhicules automobiles.

Galeries semi-passantes

Les galeries semi-passantes sont destinées à la pose des lignes de transport de la chaleur à deux tubes; elles peuvent abriter aussi des tuyauteries diverses, des câbles et d'autres canalisations.

Une variante de galerie semi-passante aux murs en maçonnerie de briques est montrée sur la figure XIII.10. Grâce à l'emploi des éléments préfabriqués en béton armé, on réalise des galeries semi-passantes de 1500, 1800 et 2100 mm de haut, larges de 1200 à 4200 mm, pour y poser des tubes de 900 à 1200 mm de diamètre. Une galerie fabriquée à partir de caniveaux (fig. XIII.6) a deux compartiments. Chaque compartiment est formé de deux caniveaux larges de 1500 ou de 1800 mm et hauts de 900 [1]) + 600 mm ou de 900 + 900 mm

[1]) Le caniveau de 900 mm de haut est un élément complémentaire.

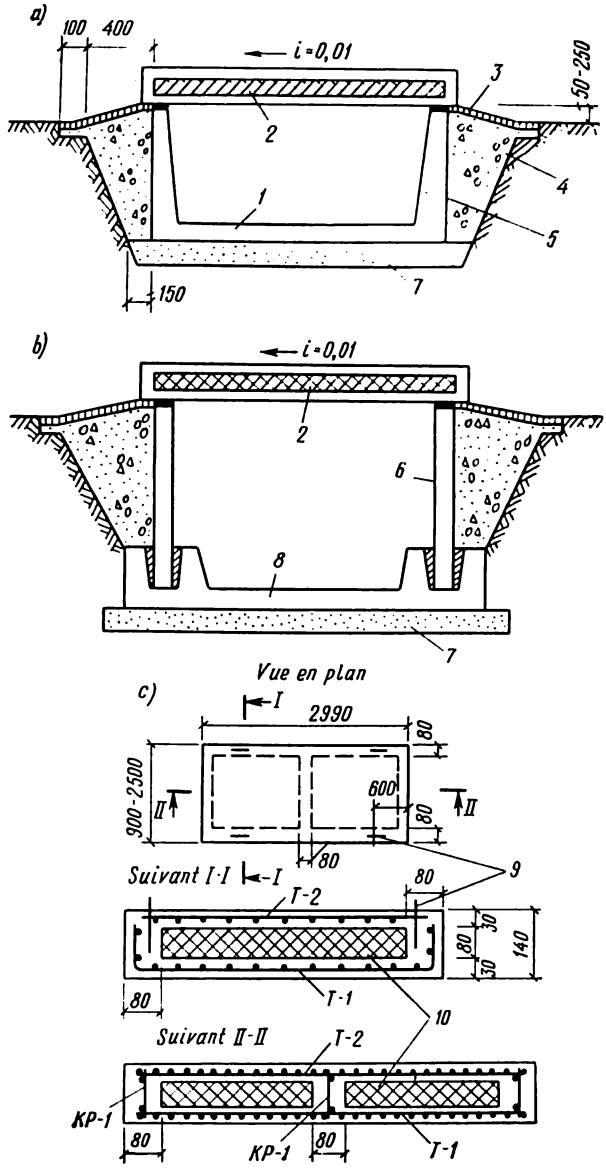


FIG. XIII.9. Galeries semi-enterrées:

a, en caniveaux; *b*, en dalles plates; *c*, hourdis du plancher calorifugé; *1*, caniveau; *2*, hourdis du plancher calorifugé; *3*, asphalte; *4*, laitier; *5*, couche étanche; *6*, dalle du mur; *7*, lit de sable; *8*, dalle du fond; *9*, boucles de levage; *10*, pièces de remplissage en béton cellulaire

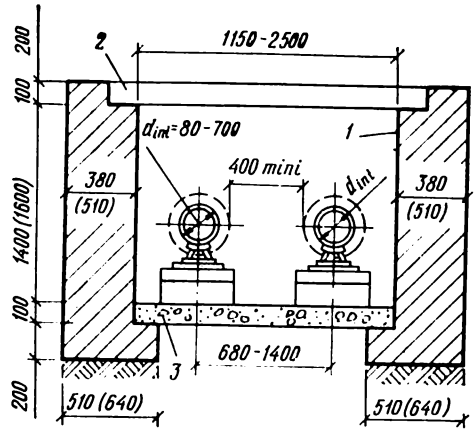


FIG. XIII.10. Galerie semi-passante aux murs en briques (les cotes entre parenthèses se rapportent à un d_{int} = 600 à 700 mm):
1, mur; *2*, hourdis du plancher en béton armé; *3*, fond en béton

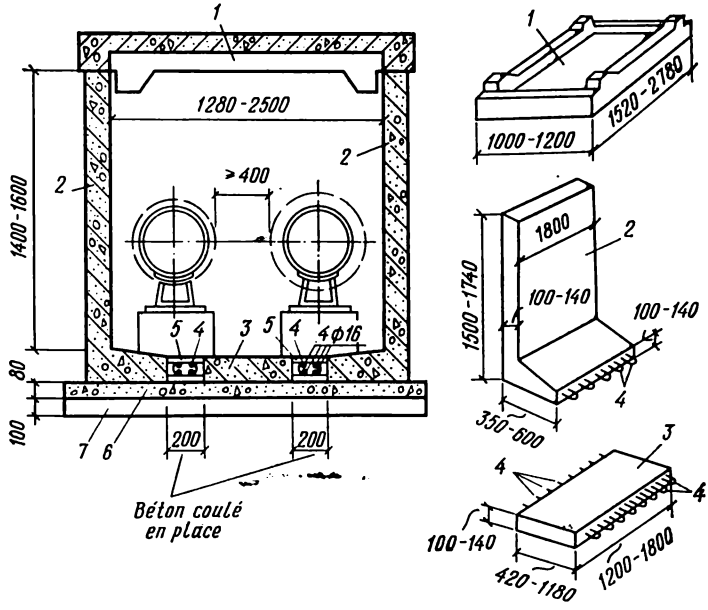


FIG. XIII.11. Galerie semi-passante en blocs préfabriqués en béton armé:
1, bloc du plancher; *2*, bloc du mur; *3*, bloc du fond; *4*, boucles d'armatures en attente; *5*, béton coulé en place; *6*, couche de propreté en béton; *7*, lit de sable et de pierres cassées

respectivement. Construite en dalles planes, la galerie peut être à un compartiment, large de 1200 à 4200 mm et haute de 1500 à 2100 mm (fig. XIII.7, *a*), ou à deux compartiments, large de 2 × 2100 mm et haute de 1500 ou 1800 mm (fig. XIII.7, *b*).

Dans la pratique de construction des lignes de transport de la chaleur, on utilise des galeries semi-passantes en blocs préfabriqués en béton armé (fig. XIII.11). Le bloc du fond est plat. Celui du mur a une forme en L dont une aile est le mur de la galerie et l'autre, une partie de son fond. L'assemblage avec le bloc du fond est obtenu grâce aux aciers en attente sous forme de boucles. Le bloc du mur a une stabilité suffisante au cours du montage, ce qui permet de supprimer toute fixation provisoire.

Les blocs des murs et le bloc du fond ont même épaisseur. Sur ses tranches orientées vers les murs, le bloc du fond possède des aciers en attente sous forme de boucles.

Après avoir enfilé des barres longitudinales dans les boucles de manière à assembler les blocs, on remplit le joint avec du béton de classe M 300. Le bloc du plancher de couverture est bordé de nervures disposées en travers de la galerie et munies de saillies qui s'opposent au déplacement des blocs des murs sous la pression latérale du sol.

Galeries passantes ou tunnels (collecteurs)

Un tunnel est réalisé selon un schéma analogue aux galeries semi-passantes, avec des murs en maçonnerie (fig. XIII.10), en blocs préfabriqués en béton armé (fig. XIII.11), et aussi, quand ses dimensions ne sont pas trop importantes, en blocs-caissons (fig. XIII.12). La dernière solution minimise la dépense des matériaux; par contre, le bloc unique est difficile à fabriquer en usine et sa longueur est limitée par les considérations du poids, ce qui fait qu'on a un grand nombre de joints à sceller dans le tunnel, opération toujours délicate. Des tunnels de ce type pourront avantageusement être exécutés à partir du béton coulé en place, dans un coffrage mobile mécanisé.

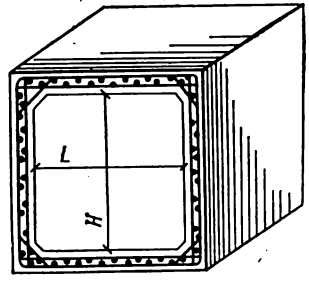


FIG. XIII.12. Bloc-caisson du tunnel

Le plus souvent, les tunnels (collecteurs) sont réalisés en structures-types préfabriquées en béton armé (fig. XIII.13). Jusqu'à 2400 mm, la largeur du tunnel est choisie multiple de 300 mm (1500, 1800, 2100, 2400 mm), et au-delà, multiple de 600 mm (3000, 3600, 4200 mm). La hauteur du tunnel est égale à 2100, à 2400 ou à 3000 mm.

Si le tunnel est à un compartiment, on utilise des éléments préfabriqués en béton armé de trois types: dalles du fond, dalles des

murs, hourdis du plancher. Pour un tunnel à deux compartiments, qui possède un fond coulé en place en raison de sa grande largeur, on emploie les mêmes dalles des murs et hourdis du plancher, et aussi des panneaux préfabriqués et des pannes qui soutiennent les hourdis du plancher à la jonction des deux compartiments. Les poteaux sont espacés de 3 m dans le sens de la longueur du tunnel.

La dalle du mur est engagée dans la rainure du fond et le jeu est rempli de béton à base de pierres cassées de faible granulométrie.

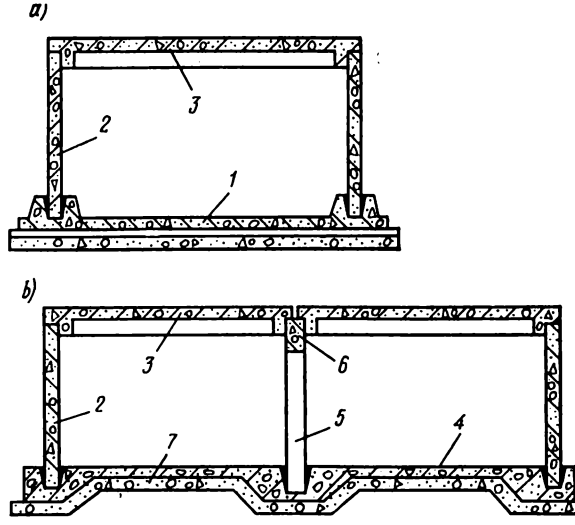


FIG. XIII.13. Schémas de réalisation des tunnels préfabriqués en béton armé: *a*, à un compartiment; *b*, à deux compartiments; *1*, dalle du fond; *2*, panneau du mur; *3*, hourdis du plancher; *4*, fond coulé en place; *5*, poteau; *6*, panne; *7*, couche de propreté en béton

Le bord supérieur de la dalle s'engage derrière un épaulement approprié du hourdis du plancher. De cette façon le panneau du mur résiste à la poussée latérale du sol comme une pièce encastrée dans le fond et articulée sur le plancher. Le poteau préfabriqué est engagé dans un logement prévu dans le fond coulé en place. Toutes les structures sont calculées pour une profondeur de 0,7 à 2 m (entre la tranche supérieure du tunnel et la surface du sol), compte tenu de la surcharge provenant des véhicules automobiles.

Les tunnels de tous les types décrits sont exécutés à découvert, c'est-à-dire en creusant une tranchée ouverte. On peut aussi procéder par percement. Par exemple, le procédé de percement au bouclier convient aux tunnels de section circulaire, revêtus extérieurement de blocs de béton mis en place au fur et à mesure de l'avancement du bouclier métallique, et intérieurement de segments préfabriqués en béton armé.

§ XIII.3. CONCEPTION DES CHAMBRES, NICHES, APPUIS DES CONDUITES DE CHALEUR

Chambres

Les chambres, qui sont destinées à abriter les accessoires des conduites de chaleur, peuvent avoir une forme rectangulaire ou circulaire en plan. Elles sont construites en briques, en béton armé coulé en place et en éléments préfabriqués de béton armé. Les cotes d'implantation d'une chambre peuvent être très variées, de 1,8 × 1,8 à 9 × × 7,2 m. Les chambres sont enterrées à une profondeur non inférieure à 0,3-0,5 m à partir de la surface du sol. Les parois de la chambre sont percées de trous de passage des conduites. Le plancher de couverture de la chambre présente un trou d'accès de 650 à 700 mm de diamètre communiquant avec la surface. La descente et la remon-

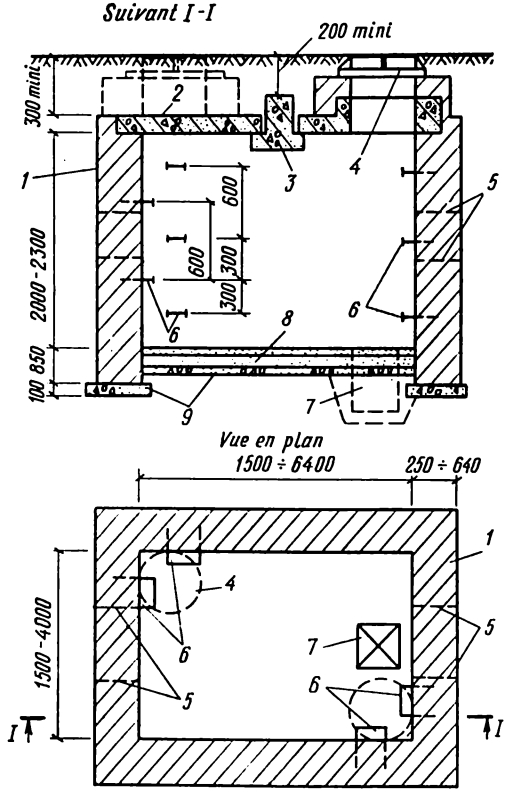


FIG. XIII.14. Chambre:

1, maçonnerie de briques hourdées au mortier de ciment; *2*, hourdis préfabriqué en béton armé; *3*, poutre préfabriquée en béton armé; *4*, trous d'accès de 650 mm de diamètre; *5*, trous d'entrée des conduites; *6*, crampons de descente; *7*, fosse; *8*, revêtement en béton; *10*, lit de pierres cassées damées

tée du personnel sont facilitées par des crampons d'acier encastrés dans le mur à l'intervalle de 300 mm ou une échelle métallique verticale. Une fosse pour la collecte de l'eau est prévue dans le fond.

La figure XIII.14 représente une chambre aux murs en briques, au fond en béton coulé en place et au plancher préfabriqué en béton armé. Les hourdis du plancher de couverture sont posés directement

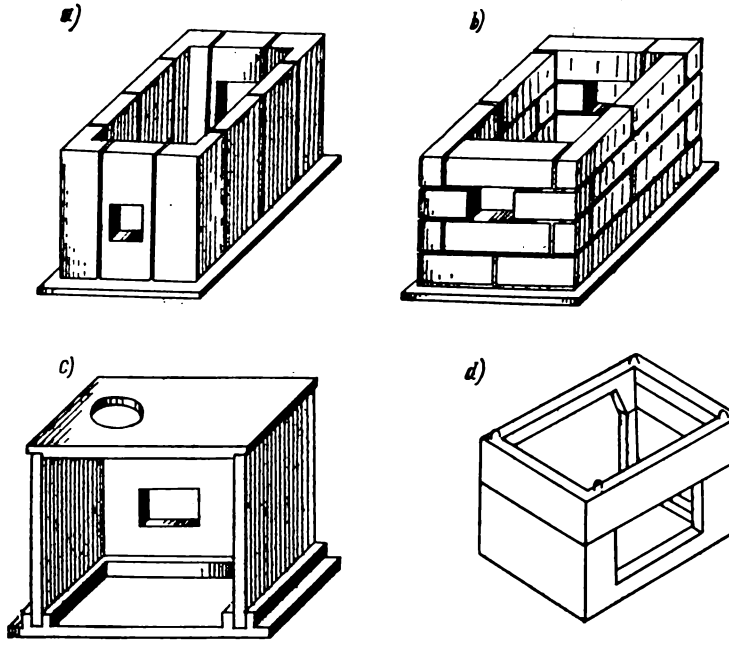


FIG. XIII.15. Chambres en éléments préfabriqués

sur les murs, et si la chambre est grande, aussi sur des poutres intermédiaires préfabriquées (voir fig. XIII.14).

L'utilisation des structures préfabriquées dans l'enceinte de la chambre facilite beaucoup les travaux et réduit les délais de la construction. Les chambres de forme rectangulaire en plan peuvent être assemblées à partir des blocs de béton préfabriqués (fig. XIII.15, *a*, *b*), de dalles nervurées ou plates (fig. XIII.15, *c*), des blocs en forme de L analogues à ceux de la figure XIII.11, des blocs tridimensionnels (fig. XIII.15, *d*), etc. Les chambres circulaires peuvent être construites en utilisant des tuyaux en béton armé de 2,5 m de diamètre (fig. XIII.16, *a*) ou des dalles plates mises verticalement et assemblées sur chantier (fig. XIII.16, *b*).

A cause de la grande diversité des solutions adoptées pour les murs des chambres, les éléments types en béton armé ne sont utilisés que dans le plancher de couverture. Le matériau et le système des

murs sont indiqués dans le projet conformément aux possibilités techniques de l'entreprise de construction. Les cotes d'implantation intérieures sont prises multiples de 0,6 m entre 1,8 et 9 m. Les plan-

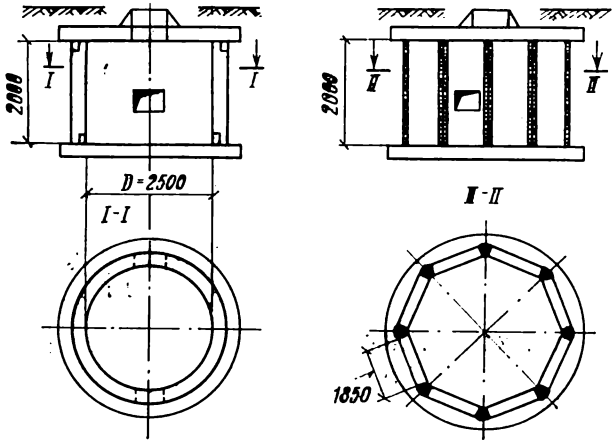


FIG. XIII.16. Chambres circulaires

chers sont réalisés avec les mêmes types de hourdis que les galeries et les tunnels. A titre complémentaire, on utilise pour les planchers des dalles avec un trou de 700 mm de diamètre, des poutres de sec-

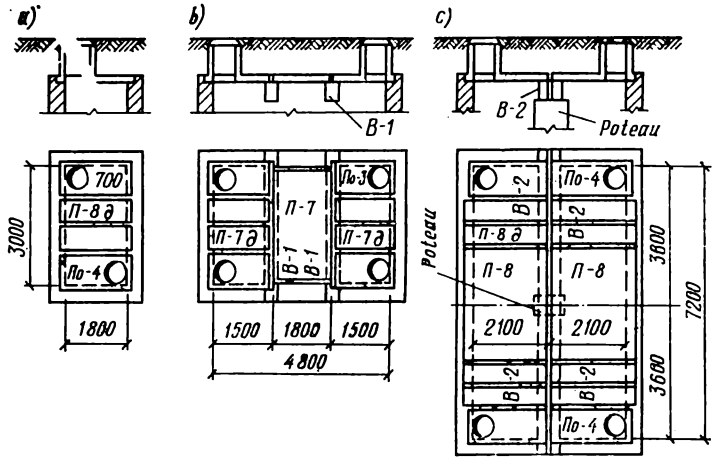


FIG. XIII.17. Systèmes de planchers de couverture des chambres

tion rectangulaire 500 × 250 mm longues de 3,2 à 5,2 m, ainsi que des anneaux en béton armé pour regards. Dans une chambre de 4,8 m de large les hourdis sont posés directement sur les murs (fig. XIII.17,

a); si la largeur est plus grande, on pose des poutres intermédiaires en direction longitudinale (fig. XIII.17, *b*). Dans les chambres spacieuses on place des poteaux intermédiaires qui supportent les

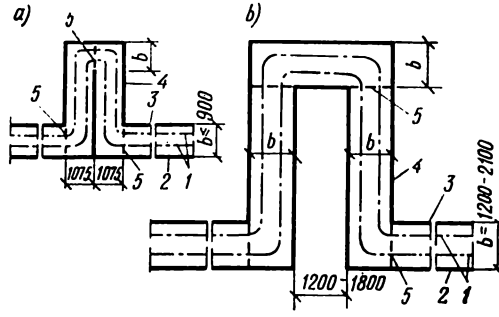


FIG. XIII.18. Niches pour lyres de dilatation:
1, conduites de chaleur; *2*, galerie; *3*, joint de dilatation; *4*, niche; *5*, poutre d'appui en cornières d'acier soutenant les hourdis

poutres (fig. XIII.17, *c*). Les poteaux sont en briques, béton ou béton armé; leur système, ainsi que celui des murs, est précisé dans le projet.

Niches

Le système de compensation de la déformation thermique de la conduite de chaleur entre deux appuis fixes, affectant la forme d'un U et appelé *lyre de dilatation*, est réalisé par un cintrage particulier des tubes.

Les lyres de dilatation disposées le long du tracé de la conduite sont abritées dans de petites chambres appelées *niches* (fig. XIII.18). La forme de la niche en plan reproduit celle des tubes. Un joint de dilatation sépare la niche de la portion droite de la galerie. Les dimensions de la lyre, donc aussi celles de la niche, dépendent du diamètre de la conduite. Si le tube de la conduite a un diamètre non supérieur à 150 mm, la niche pour lyre a la forme d'une galerie à deux compartiments (fig. XIII.18, *a*); pour les diamètres plus importants, la niche a la forme de deux galeries séparées de 1,2 à 1,8 m (fig. XIII.18, *b*).

Les murs de la niche peuvent être en briques, en blocs préfabriqués en béton armé ou en béton coulé sur place. Le fond est en béton armé ou non. Le plancher est toujours constitué par des hourdis préfabriqués en béton armé, comme pour la couverture des tronçons droits de la galerie. Dans les coudes de la galerie, une poutre d'appui spéciale est prévue pour soutenir les hourdis. On utilise à cet effet une poutre d'acier formée de cornières accolées, afin de ne pas réduire la dimension intérieure de la galerie. Les hourdis sont posés

sur les ailes horizontales des cornières, tandis que les ailes verticales sont logées dans les joints entre les hourdis.

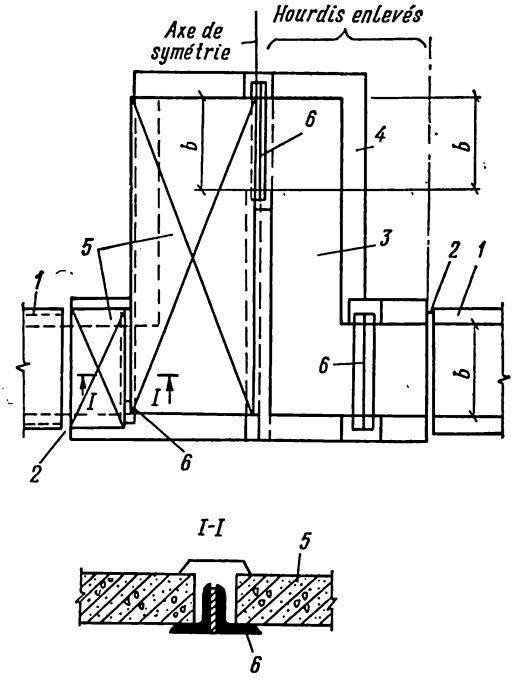


FIG. XIII.19. Détails d'une niche:
1, galerie; *2*, joint de dilatation; *3*, fond coulé en place; *4*, murs de la niche (briques, blocs de béton, béton armé coulé en place); *5*, hourdis du plancher de couverture; *6*, poutres en cornières d'acier

La figure XIII.19 montre quelques détails de réalisation d'une niche pour lyre de dilatation.

Appuis fixes et mobiles des conduites de chaleur

Les *appuis fixes* sont destinés à encaisser les efforts longitudinaux provenant de la pression intérieure non équilibrée dans les tubes ainsi que les forces de frottement qui se développent au droit des appuis mobiles (glissants) pendant les déplacements des tubes consécutifs aux dilatations et contractions thermiques. L'effort longitudinal, fonction du diamètre du tube, de la distance entre deux lyres de dilatation, du type de la lyre, du type de l'appui mobile, peut varier largement: de 1-5 tf (10-50 kN) à 50-70 tf (500-700 kN) et plus. L'appui fixe dans la galerie (fig. XIII.20) représente généralement une cloison transversale en béton armé préfabriqué ou coulé en place percée de trous pour les tubes. L'effort est transmis sur l'ap-

pui par des brides d'acier renforcées par des goussets longitudinaux. Puisque les efforts peuvent être exercés dans les deux sens, on prévoit les brides des deux côtés de l'appui et l'on place les armatures contre les deux faces de la cloison. Si le diamètre des tubes ne dépasse pas 50 mm, la cloison a une épaisseur égale à 100 mm ; entre 80 et 150 mm de diamètre, à 150 mm ; entre 200 et 400 mm de diamètre, l'épaisseur

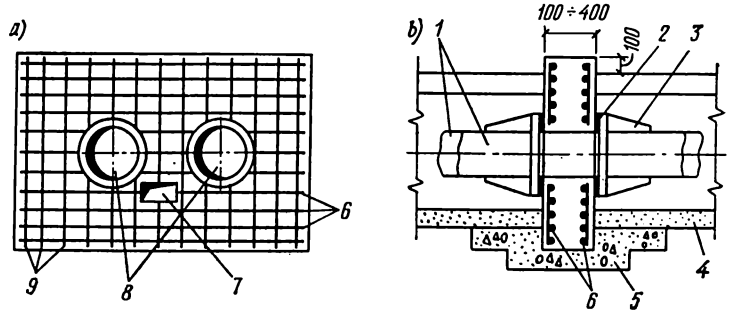


FIG. XIII.20. Appui fixe du type bouclier:

a, vue latérale (avec schéma de ferraillage); *b*, vue en coupe; *1*, conduites de chaleur; *2*, bride; *3*, gousset; *4*, fond de la galerie; *5*, béton; *6*, armatures principales; *7*, trou de passage de l'eau; *8*, trous d'entrée des conduites; *9*, armatures de répartition

de la cloison est égale au diamètre du tube. En calculant un tel appui, on admet que tous les efforts reportés par ce dernier sont transmis sur les murs longitudinaux de la galerie uniquement.

Pour les tubes de gros diamètre, on utilise des appuis fixes en T (fig. XIII. 21). C'est une portion de la galerie longue de 4 ou 5 m, aux

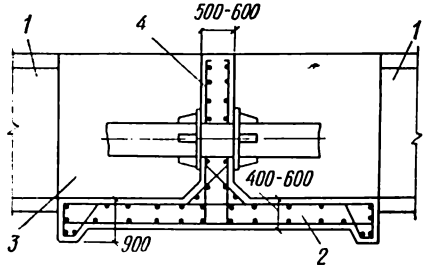


FIG. XIII.21. Appui fixe en T coulé en place:

1, galerie; *2*, fond de l'appui fixe; *3*, parois de l'appui; *4*, cloison

murs et au fond en béton armé coulé en place. Dans sa partie médiane est placée une cloison transversale de 500 à 600 mm d'épaisseur qui encaisse les efforts. Le fond est muni de saillies à ses bords, afin d'augmenter la résistance de la structure au glissement. Un appui de ce type peut également être assemblé à partir d'éléments préfabriqués en soudant les aciers en attente et en remplissant les joints de béton.

Une chambre peut aussi faire office d'appui (fig. XIII.22). La paroi traversée par les tubes est renforcée et munie d'une « dent » qui s'oppose au déplacement de la chambre. Si le diamètre de la conduite n'est pas grand, l'appui fixe est aménagé dans le mur en briques ou en béton de la chambre : à cet effet on installe deux profilés d'acier en U au niveau des tubes, on soude les goussets de butée des tubes sur ces profilés et on coule le béton (fig. XIII.23). On peut aussi installer des appuis fixes de profilés en U directement dans les chambres (fig. XIII.24) : chaque tube passe entre deux montants verticaux encastrés dans la poutre inférieure en béton armé et fixés en haut par des poutrelles d'acier jumelées. Les efforts exercés font travailler les montants et les poutres à la flexion, aussi ces éléments doivent-ils avoir une épaisseur

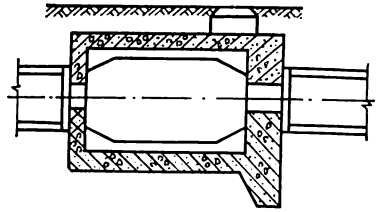


FIG. XIII.22. Chambre en béton armé coulé en place faisant office d'appui fixe pour les conduites de gros diamètre

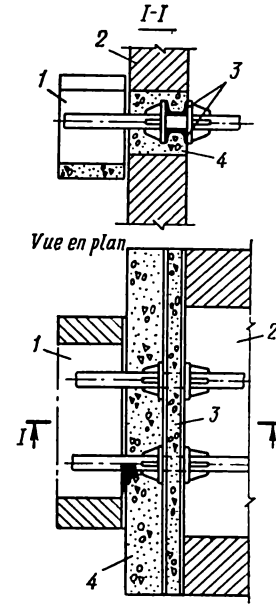


FIG. XIII.23. Appui fixe aménagé sur le mur en briques de la chambre :
1, galerie ; *2*, chambre ; *3*, profilés en U ; *4*, béton

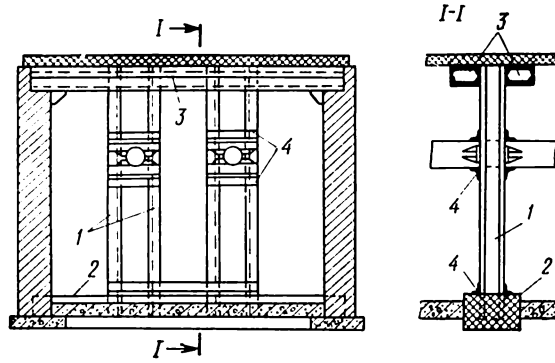


FIG. XIII.24. Appuis fixes en acier installés dans les chambres des galeries :
1, montants (profilés en U) ; *2*, poutre en béton armé ; *3*, poutrelles ; *4*, entretoises des montants

considérable quand les efforts sont élevés. Les réactions d'appui sont reportées par les murs de la chambre.

Les *appuis mobiles* (*glissants*) des conduites de chaleur ont la forme de patins métalliques soudés sur le tube et prenant appui sur des tôles d'acier fixées dans des semelles en béton armé. Pour les tubes de 25 à 80 mm de diamètre, le patin est une simple plaque mince pliée (fig. XIII.25, *a*); pour les tubes d'un plus grand diamètre, il est constitué de tôles d'acier soudées entre elles (fig. XIII.25, *b*). On interpose quelquefois des rouleaux afin de diminuer le frottement entre le patin d'appui du tube et la semelle (fig. XIII.25, *c*).

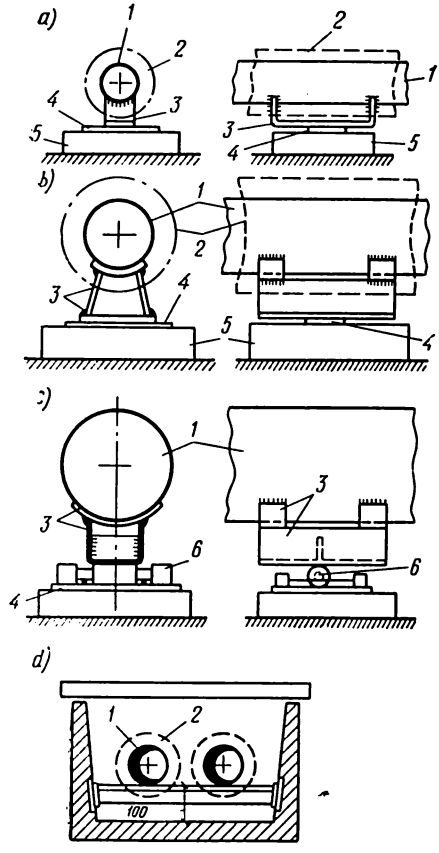


FIG. XIII. 25. Variantes des appuis mobiles:

1, tube d'acier; *2*, couche d'isolant; *3*, patin d'appui; *4*, tôle d'appui; *5*, semelle en béton armé; *6*, rouleau

La distance entre deux appuis voisins est fonction du diamètre des tubes; en effet, le tube travaille à la flexion comme une poutre continue sollicitée par son poids propre et par le poids de l'agent caloporteur. Les semelles en béton armé répartissent la pression transmise par les tubes sur le fond de la galerie, ce qui fait qu'elles sont dimensionnées aussi en fonction du diamètre des tubes.

Il est possible de construire les appuis mobiles sous forme d'une poutre d'acier assemblée à partir de cornières ou de profilés en U; disposée en travers de la galerie, la poutre est soudée sur les pièces scellées dans les parois (fig. XIII.25, *d*).

Joints de dilatation

Nous avons déjà dit dans le § XIII.1 que les joints de dilatation ont pour but d'assurer un affaissement indépendant de chaque tronçon de la conduite de chaleur et de réduire les déformations des struc-

tures provoquées par les variations de la température. Dans un point approprié du tracé ou devant une chambre ou une niche, on laisse un espace de 30 mm entre les éléments des structures qu'on remplit

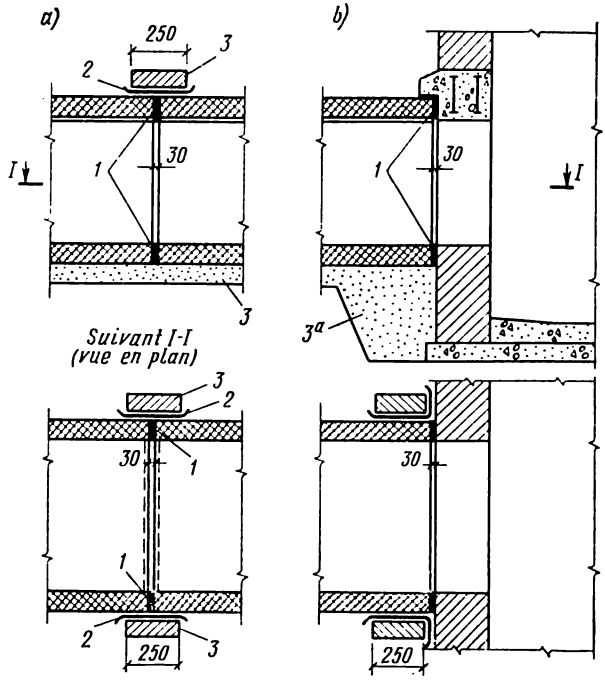


FIG. XIII.26. Détails des joints de dilatation:
a, dans un tronçon droit de la galerie; *b*, devant une chambre; *1*, bitume; *2*, rubéroïde; *3*, muret de protection en briques

ensuite de bitume. En haut et latéralement, les joints sont recouverts de deux couches de rubéroïde et protégés par un muret de briques (fig. XIII.26).

§ XIII.4. CONDUITES DE CHALEUR POSÉES EN TRANCHÉE

Les conduites de chaleur peuvent être posées directement dans le sol, sans aménager une galerie. Un tel mode de pose des conduites s'avère très économique, mais en revanche on est obligé de mettre en place une isolation thermique suffisamment efficace tout en assurant la liberté du déplacement des tubes.

Les conduites sont posées en tranchée et protégées par une gaine constituée par des tuyaux en béton armé. La position correcte de la conduite dans son enveloppe est garantie par des étriers en acier rond soudés sur les tubes (fig. XIII.27, *a*). La gaine protectrice peut aussi être constituée par des tuyaux en amiante-ciment, et en cas de pose sans tranchée (par exemple sous la chaussée), également par des

tubes d'acier. Dans une autre variante la conduite est protégée par des segments en béton armé avec une couche d'isolant fixée à la colle (fig. XIII.27, *b*). On creuse la tranchée, on met en place un lit de pierres cassées, on pose les segments inférieurs (munis de semelles cylindriques), on installe les tubes d'acier et enfin on place les segments supérieurs et on remplit les joints entre segments avec du mortier de ciment.

Un procédé remarquablement économique et simple consiste à appliquer la gaine protectrice en béton mousse armé sur le tube en

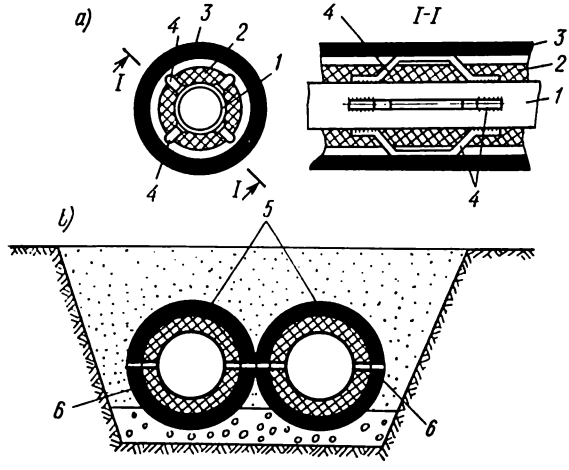


FIG. XIII.27. Conduites de chaleur posées en tranchée:
1, conduite (tube d'acier); *2*, isolant; *3*, gaine (tube); *4*, appuis de la conduite (étriers en acier); *5*, segment supérieur; *6*, segment inférieur

usine et à munir celui-ci d'une couche étanche solide. Pendant les déplacements de la conduite causés par les dilatations, une adhérence parfaite est garantie entre la gaine et le tube d'acier. Toutes les charges provenant de la pression du sol et du frottement de la gaine sur le sol sont reportées par le tube d'acier qui doit être calculé en conséquence. On utilise les conduites de ce type dans un sol de densité suffisante.

Les conduites de chaleur peuvent être protégées par un remblai (par exemple en isol à base d'asphalte) qui possède des qualités hydrophobes (c'est-à-dire ne s'imbibe pas d'eau du sol). Sous l'action de la chaleur provenant de l'agent caloporteur, le matériau du remblai s'agglomère en formant une couche dense aux propriétés anticorrosives autour du tube d'acier. Le remblai entourant la couche agglomérée reste très poreux et assure un calorifugeage efficace sans gêner les déplacements de la conduite. Toutes les charges exercées sont reportées par le tube d'acier.

§ XIII.5. POSE AÉRIENNE DES CONDUITES DE CHALEUR

Les conduites de chaleur sont montées sur des pylônes isolés ou sur des rampes. Une conduite qui longe un bâtiment peut être posée sur des supports encastrés dans le mur. Elle est placée à une hauteur de 5 ou 6 m, afin de permettre une circulation aisée sous les tubes.

En cas de pose aérienne sur *pylônes isolés* (fig. XIII.28, *a*) on met à profit la capacité portante des tubes d'acier; de ce fait la distance entre pylônes est d'autant plus grande que le diamètre du tube est

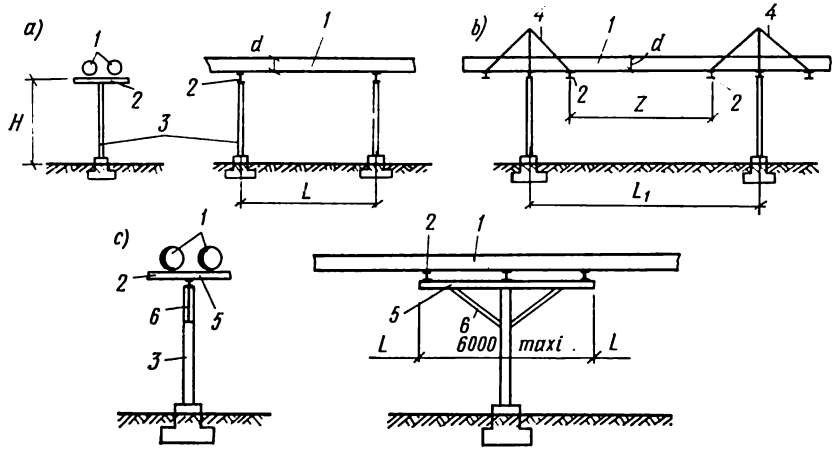


FIG. XIII.28. Conduites de chaleur aériennes posées sur pylônes:
1, conduites; *2*, traverses métalliques; *3*, poteaux en béton armé; *4*, haubans; *5*, poutre longitudinale; *6*, contre-flèches

élevé. Ce mode de pose procure l'économie maximale si le tube a un diamètre élevé [1]) (300 mm et plus). L'écartement des pylônes est dicté non seulement par la résistance mécanique des tubes mais aussi par leur flèche laquelle ne doit pas gêner l'écoulement libre de l'eau ou du condensat compte tenu de la pente longitudinale adoptée. L'écartement entre pylônes étant l (en cm) et la pente longitudinale i, la flèche maximale admissible f (en cm) est déterminée par la formule

$$f \leqslant 0{,}25il.$$

Parallèlement aux tubes de gros diamètre, on peut poser des tubes de petit diamètre qui seront suspendus ou appuyés tous les 2 à 4 m aux gros tubes. Le poids des petits tubes doit être pris en compte lors du calcul de la conduite principale.

Pour pouvoir augmenter la distance entre les pylônes isolés, on peut soit renforcer les conduites portantes par des haubans en

[1]) La température de l'agent caloporteur n'étant pas supérieure à 300 °C.

câbles ou barres (fig. XIII.28, *b*), soit écarter les traverses de soutien sur les pylônes en plaçant dans la partie supérieure du pylône des poutres longitudinales métalliques avec des contre-fiches (fig. XIII.28, *c*).

Les pylônes types chargés jusqu'à 3 tf (30 kN) sont constitués par des poteaux de section rectangulaire en béton armé (fig. XIII.29,*a*)

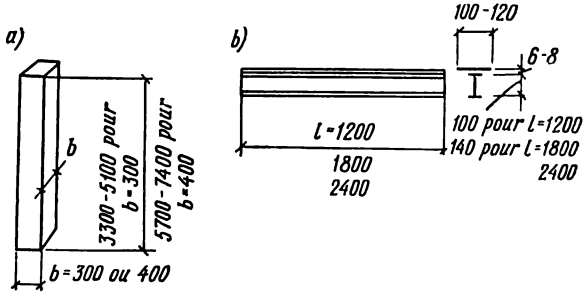


FIG. XIII.29. Poteaux en béton armé et traverses métalliques des pylônes des conduites aériennes

et des traverses métalliques longues de 0,6 à 2,4 m (fig. XIII.29, *b*), ou bien par des poteaux, des traverses et des poutres longitudinales de 6 m de long munies de contre-fiches (fig. XIII.28, *c*). La hauteur

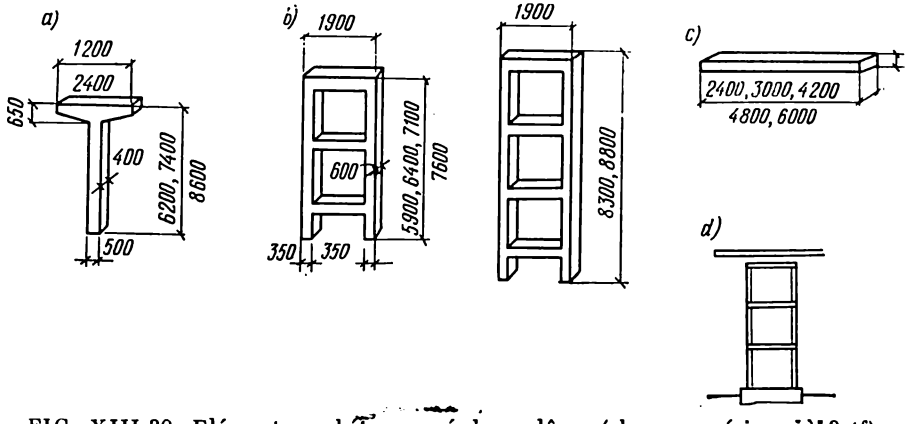


FIG. XIII.30. Eléments en béton armé des pylônes (charge supérieure à 3 tf): *a*, poteaux en T; *b*, poteaux en П; *c*, traverses; *d*, poteau en П avec traverse

d'un pylône H varie entre 2,4 et 7,8 m, échelonnée de 0,6 m. Si la charge sur le pylône est plus grande que 3 tf (30 kN) et sa hauteur est $H = 5,4$ à 7,8 m, on utilise des poteaux en T ou en П en béton armé et des traverses (fig. XIII.30).

Les conduites sont posées soit directement sur la face supérieure du poteau, soit sur la traverse placée en tête du poteau.

Une *rampe* est une espèce de pont, constituée par des poteaux supportant des poutres en béton armé ou des fermes d'acier (fig. XIII.31). Les conduites de chaleur sont soutenues par des traverses dont l'écartement dépend du diamètre des tubes; un platelage de service peut être prévu sur toute la longueur de la rampe. Les rampes sont assez

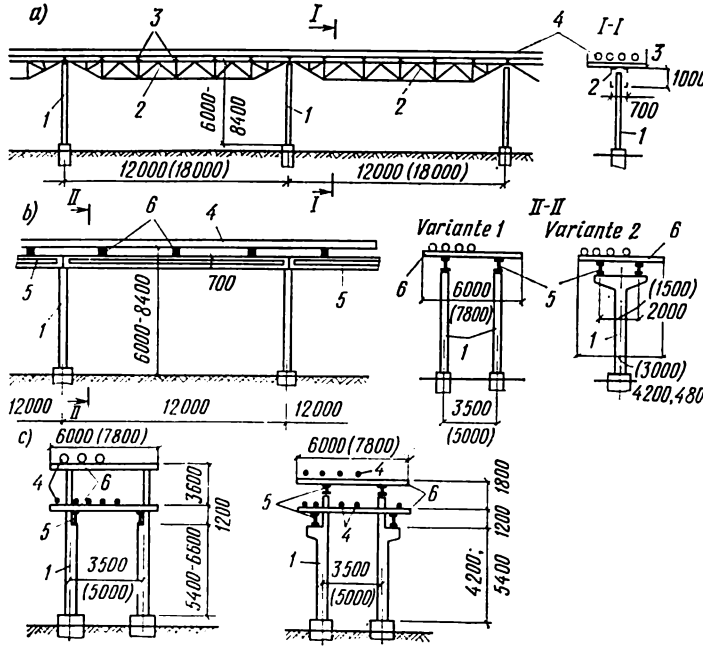


FIG. XIII.31. Rampes pour conduites aériennes:
1, poteaux en béton armé; *2*, fermes métalliques; *3*, traverses métalliques; *4*, conduites; *5*, poutres en béton armé; *6*, traverses en béton armé

onéreuses, mais leur emploi est justifié quand il s'agit de poser ensemble un grand nombre de tubes de petit diamètre qu'on doit visiter fréquemment.

Les rampes types à un niveau chargées jusqu'à 0,5 tf/m (5 kN/m) sont constituées par des poteaux en béton armé et des fermes métalliques de 12 ou de 18 m de portée. Les traverses posées sur les fermes sont métalliques elles aussi (voir fig. XIII.31, *a*). Si la charge est de 0,5 à 4 tf/m (de 5 à 40 kN/m) et la hauteur H de 6 à 8,4 m, tous les éléments de la rampe à un niveau sont préfabriqués en béton armé. Les pylônes peuvent être simples (poteau simple, poteau en T, poteau en Π) ou doubles (poteaux simples). Sur les poteaux sont mises des poutres longitudinales en béton précontraint de section en T, longues de 12 m, qui supportent des traverses longues de 3 à 7,8 m posées sous les tubes (voir fig. XIII.31, *b*).

Les pylônes des rampes à deux niveaux en béton armé (voir fig. XIII.31, *c*) sont écartés de 12 m, eux aussi. Les poutres longitudinales peuvent être prévues dans les deux niveaux ou seulement en bas, quand les tubes du niveau supérieur ne peuvent reposer sur les traverses qu'à l'aplomb des pylônes.

Les pylônes disposés suivant la longueur de la conduite de chaleur sont classés en pylônes intermédiaires et pylônes d'ancrage. Les pylônes intermédiaires supportent des appuis mobiles, et les pylônes d'ancrage, des appuis fixes de la conduite.

Un pylône *d'ancrage* est disposé généralement à mi-distance entre deux joints de dilatation (dont l'écartement ne doit pas être supérieur à 72 m). Il est constitué de poteaux isolés reliés par des barres de contreventement métalliques (fig. XIII.32).

Les pylônes d'ancrage assurent la rigidité spatiale du système dans son ensemble.

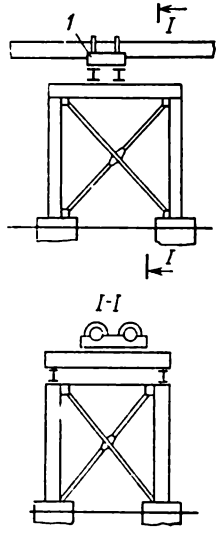


FIG. XIII.32. Pylône d'ancrage:
1, appui fixe des conduites de chaleur

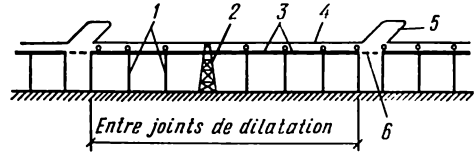


FIG. XIII.33. Disposition des lyres de dilatation d'une conduite aérienne sur rampe:
1, pylône intermédiaire; *2*, pylône d'ancrage; *3*, fermes ou poutres; *4*, conduite; *5*, lyre; *6*, poutre intercalaire

Les lyres de dilatation flexibles des conduites de chaleur placées sur rampes sont disposées aux droits des joints de dilatation, dans les intervalles longs de 3 ou de 6 m (fig. XIII.33). Dans les limites de la rampe, cet intervalle est recouvert par des poutres intercalaires à simple travée qui peuvent se déplacer librement sans gêner les déformations de la conduite lors des variations de température.

Les *supports muraux* sont faits en cornières ou en profilés en U (fig. XIII.34). Ils sont disposés conformément au schéma du mur, de façon à ne pas compromettre la stabilité et la résistance mécanique de celui-ci. Dans un bâtiment à ossature, les supports sont fixés sur les pièces scellées dans les poteaux en béton armé (fig. XIII.35, *a*) ou sur des colliers mis autour du poteau (fig. XIII.35, *b*).

Les appuis mobiles des conduites de chaleur aériennes sont réalisés à l'aide de patins, de rouleaux (voir fig. XIII.25) ou de suspensions (fig. XIII.36). Les appuis fixes des conduites de chaleur sont

disposés sur les pylônes d'ancrage, par analogie au cas illustré sur la figure XIII.20. Pour installer un appui fixe sur un support mural,

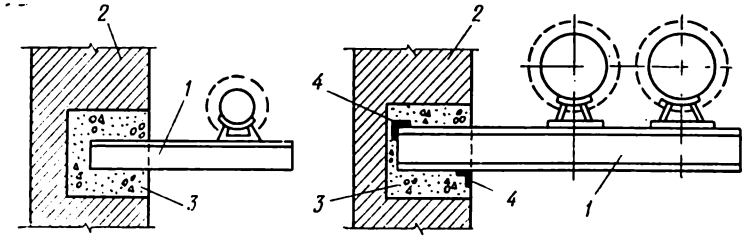


FIG. XIII.34. Supports muraux:
1, support; *2*, mur; *3*, béton; *4*, pièce de répartition

on soude des butoirs en cornières sur le tube, de part et d'autre du support, et l'on fixe le tube sur le support à l'aide d'un collier

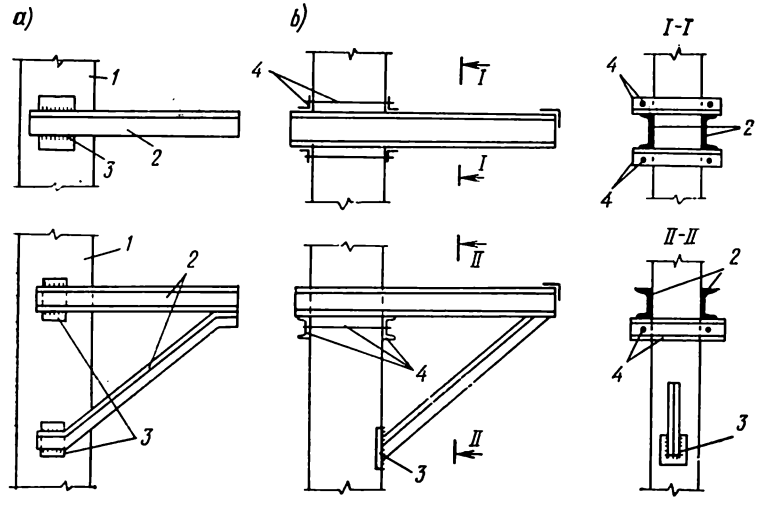


FIG. XIII.35. Supports fixés sur poteaux en béton armé:
1, poteau; *2*, support; *3*, pièce scellée; *4*, collier

(fig. XIII.37, *a*). Si le diamètre du tube est $d \geqslant 100$ mm, le support doit être mieux ancré dans le mur ou muni d'une contre-fiche (fig. XIII.37, *b*).

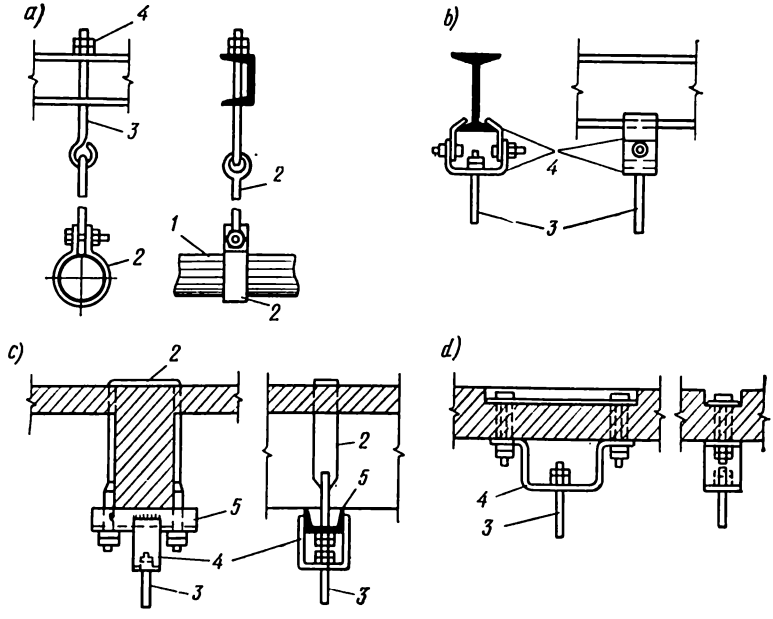


FIG. XIII.36. Systèmes de suspension des conduites aériennes:
a, *b*, sous une poutrelle; *c*, sous une poutre en béton armé; *d*, sous un hourdis; *1*, conduite; *2*, collier; *3*, tirant de suspension; *4*, étrier; *5*, profilé en U

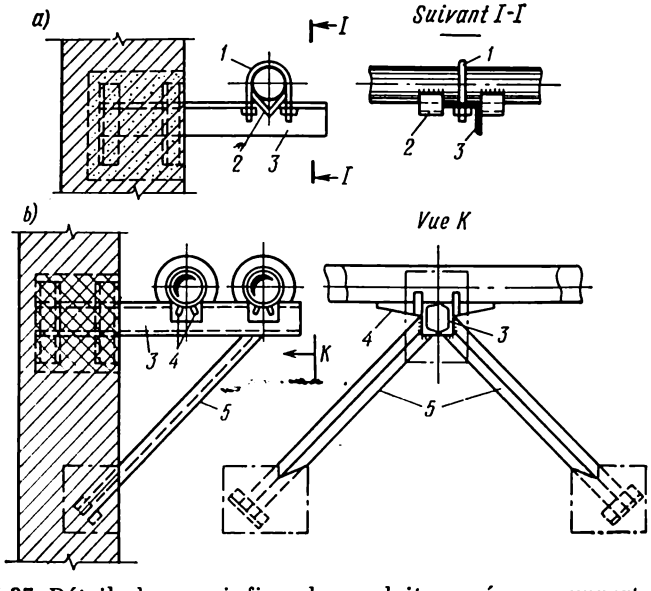


FIG. XIII.37. Détails des appuis fixes des conduites posées sur supports muraux:
1, collier; *2*, butoirs (cornières); *3*, support mural; *4*, butoirs (plats d'acier); *5*, contreficbes du support

§ XIII.6. PRINCIPES DE CALCUL DES STRUCTURES RELATIVES AUX CONDUITES DE CHALEUR

Conduites de chaleur souterraines. Tous les ouvrages relatifs aux conduites souterraines — galeries, chambres, niches — sont exposés aux charges suivantes:

— charges permanentes dues à la pression verticale et horizontale du sol;

— surcharge en surface due aux véhicules;

— poids des conduites de chaleur;

— efforts horizontaux causés par la pression intérieure non équilibrée dans les conduites et le déplacement de ces dernières lors des variations de température.

Les ouvrages étant construits à ciel ouvert, les pressions verticale et horizontale du sol croissent de façon linéaire en fonction de la profondeur (fig. XIII.38, *a*). La charge verticale de calcul due à la pression du sol à l'unité de la surface est

$$q_v = \gamma h n, \quad \text{tf/m}^2 \quad (\text{N/m}^2),$$

où h est la distance de la surface, m; γ, la masse volumique du sol, t/m³ (en moyenne $\gamma = 1{,}8$ t/m³); n, le coefficient de surcharge égal à 1,2.

La charge horizontale de calcul provenant de la pression du sol est

$$q_h = q_v \operatorname{tg}^2 (45 - \varphi/2) = q_v k \text{ tf/m}^2 \ (\text{N/m}^2),$$

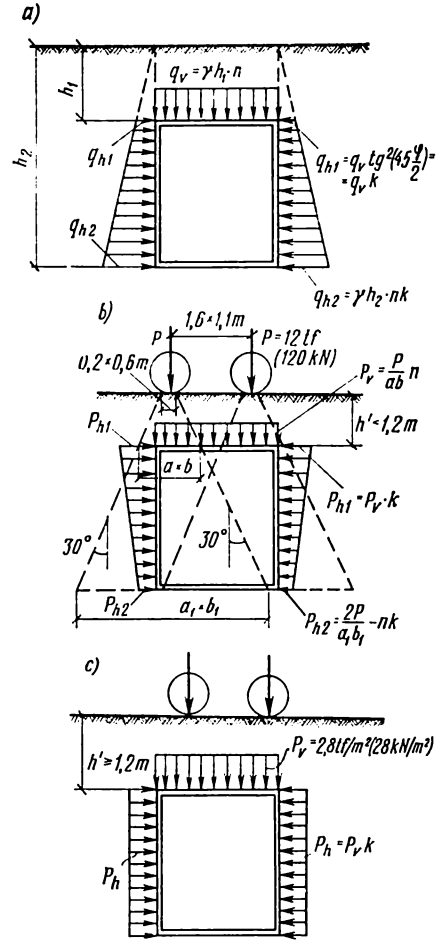


FIG. XIII.38. Efforts exercés sur une galerie souterraine

où φ est l'angle de frottement intérieur du sol (en moyenne $\varphi = 30°$).

En calculant la surcharge en surface due à la pression des roues du véhicule, on admet qu'elle est distribuée dans le sol sous un angle de 30° sur la verticale (45° dans le revêtement de route). Par conséquent, les pressions verticale et horizontale correspondantes à l'unité de la surface diminuent avec la profondeur (fig. XIII.38, *b*). Les

Normes de calcul des ponts et des tuyaux imposent pour la surcharge en surface due aux véhicules un coefficient de surcharge $n = 1{,}4$.

Si la tranche supérieure de l'ouvrage se trouve à une profondeur égale ou supérieure à 1,2 m (fig. XIII.38, *c*), on admet que la surcharge caractéristique verticale due aux véhicules est répartie uniformément et égale à 2 tf/m² (20 kN/m²) à toute profondeur h. La surcharge de calcul est $p_v = 1{,}4 \times 2 = 2{,}8$ tf/m² (28 kN/m²). La surcharge horizontale due aux véhicules est déterminée de la même façon que la charge provenant de la pression du sol

$$p_h = p_v \operatorname{tg}^2 (45° - \varphi/2) = p_v k.$$

Dans les ouvrages enterrés (galeries, chambres, niches) la charge verticale due au poids du sol au-dessus du plancher, la surcharge due aux véhicules et le poids propre des structures (y compris le

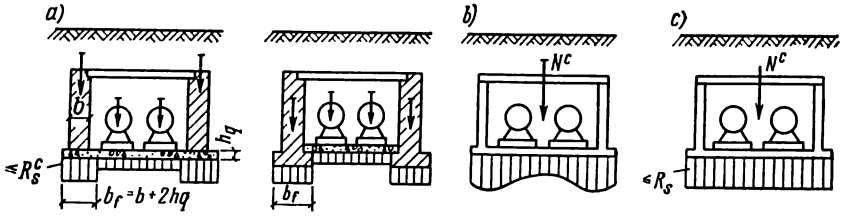


FIG. XIII.39. Pressions sur le sol sous les murs et le fond des galeries

poids propre des conduites de chaleur) sont transmis sur le sol sous-jacent et équilibrés par la réaction de ce dernier. La pression à l'unité de surface du sol de fondation provenant de la charge caractéristique totale ne doit pas être supérieure à la pression de calcul sur le sol R_s.

Si l'ouvrage a les murs en briques ou en béton et le fond en béton, l'épaisseur du mur en bas étant égale à b et le mur reposant sur une couche de propreté en béton d'épaisseur h_{pr} (dont la fonction est de distribuer la pression sous un angle de 45°), la charge N^c est transmise sur le sol de fondation par une bande de largeur $b_f = b + 2h_{pr}$ (fig. XIII.39, *a*).

On calcule généralement N^c pour un mètre de longueur de la paroi, c'est pourquoi on prend la surface du sol de fondation égale à $b_f \times 100$ cm². La formule de calcul devient donc

$$\frac{N^c}{100 b_f} \leq R_s.$$

Si le fond est en béton armé, la pression est distribuée sur le sol suivant le schéma de la figure XIII.39, *b*. On admet qu'elle est uniformément répartie suivant la surface du fond (fig. XIII.39, *c*). Le fond est calculé pour résister à la réaction du sol déterminée par les charges de calcul. Le schéma des efforts de calcul est montré sur la figure XIII.40. Pour la charge horizontale due à la pression du sol, on admet qu'elle est exercée simultanément des deux côtés de l'ouvra-

ge, car le remblai est fait des deux côtés et le sol est compacté couche par couche. Quant à la surcharge horizontale provenant des véhicules, elle peut être exercée des deux côtés ou d'un seul : on distingue donc deux cas particuliers dans le calcul.

Le cas de charge des différents éléments de l'ouvrage dépend de la solution technique adoptée.

Les hourdis du plancher de couverture étant dans la plupart des cas articulés sur les murs et les poutres, on assimile le hourdis à

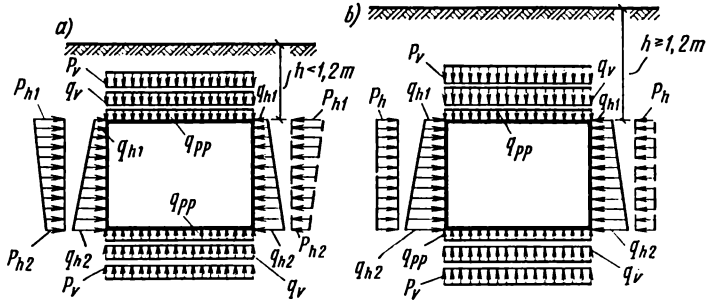


FIG. XIII.40. Schémas des efforts de calcul appliqués aux galeries, tunnels, chambres au fond en béton armé :

a, profondeur inférieure à 1,2 m ; *b*, profondeur égale ou supérieure à 1,2 m

une poutre à simple travée sollicitée par la charge q_v, la surcharge p_v et le poids propre q_{pp}.

En fonction des charges exercées sur le hourdis, on calcule le moment fléchissant maximal, puis, compte tenu de la résistance du hourdis en section normale, on détermine la section à donner aux armatures principales longitudinales.

Les murs en maçonnerie de briques et en blocs de béton sont articulés au niveau du plancher de couverture et du fond. Le mur subit la charge verticale déterminée par les hourdis et par son poids propre, ainsi que les charges horizontales q_h, p_h. Le mur ayant une longueur considérable (cas des galeries), on l'assimile à une poutre verticale à simple travée de 1 m de large articulée sur le plancher et le fond. On calcule le moment fléchissant dû à q_h et p_h, puis on détermine l'effort normal dû à q_v, p_v, q_{pp} et au poids du mur au droit du moment maximal et l'on vérifie la résistance de la maçonnerie (ou des blocs de béton) d'après les formules de calcul des structures sollicitées en flexion avec compression (voir chapitre VIII).

Si le rapport de la longueur du mur l à sa hauteur h est égal ou inférieur à 2 (on rencontre fréquemment ce cas dans les chambres), le mur est assimilé à une dalle appuyée sur les parois transversales, le fond et le plancher de couverture. Les moments fléchissants sont déterminés à l'aide des tables pour les dalles isotropes rectangulaires (voir Annexe XX).

On doit également prévoir le cas de travail des murs sans les hourdis du plancher. Dans ce cas, comme nous l'avons signalé dans le § XIII.2, on met en place des entretoises afin de créer l'appui supérieur des murs, si bien que le cas de charge reste inchangé; or, en calculant le moment fléchissant, on ne considère que la pression latérale du sol (q_s), et en déterminant l'effort normal, seul est pris en considération le poids propre du mur. On ne tient pas compte de la surcharge due aux véhicules.

Dans les galeries et les tunnels en éléments préfabriqués en béton armé, les murs sont encastrés dans le fond et les hourdis du plancher

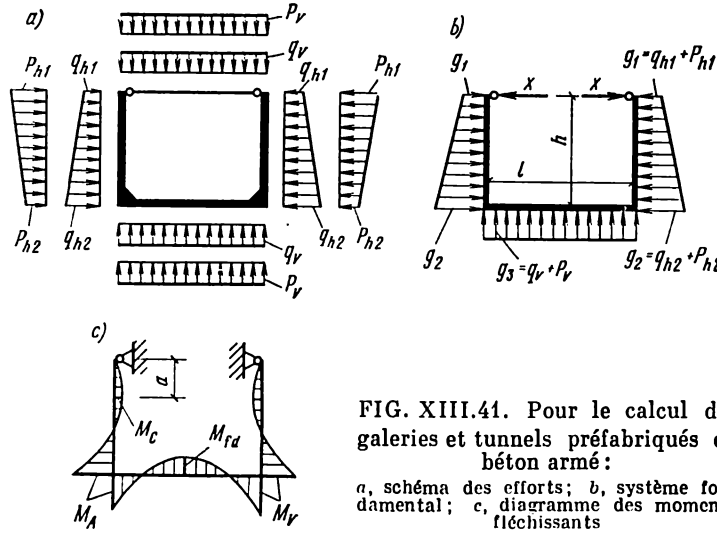


FIG. XIII.41. Pour le calcul des galeries et tunnels préfabriqués en béton armé:

a, schéma des efforts; *b*, système fondamental; *c*, diagramme des moments fléchissants

de couverture sont articulés sur les murs. Dans les calculs, la galerie (le tunnel) est assimilée à un portique en U muni d'une entretoise rigide articulée (hourdis du plancher de couverture) (fig. XIII.41). On cherche d'abord la poussée latérale X, et ensuite les moments fléchissants en une section quelconque des murs et du fond comme la somme des moments de tous les efforts (la poussée X y comprise) agissant du même côté de la section considérée (voir fig. XIII.41, *b*, *c*).

La charge exercée sur le plancher (et la réaction correspondante du fond) fait naître un effort de compression dans les murs, tandis que la charge latérale exercée sur les murs provoque une compression dans le fond. On considère donc que les murs et le fond sont sollicités en flexion avec compression. Puisque l'épaisseur des murs et du fond n'est pas grande, l'excentricité de la force longitudinale $e = M/N$ dépasse largement la section; pour cette raison la section à donner aux armatures est déterminée de façon approchée en fonction du moment M, comme pour les pièces travaillant en flexion simple. Dans le cas où la galerie constituée par un caniveau en béton se trouve

démunie de ses hourdis de couverture, ses parois résistent aux pressions latérales à la façon des consoles encastrées dans le fond (fig. XIII.42). C'est d'après ce cas de charge qu'on détermine souvent la section à donner aux armatures principales du caniveau. En calculant un tunnel, quel que soit le cas de charge (voir fig. XIII.40), on admet toujours que les hourdis du plancher de couverture sont en place.

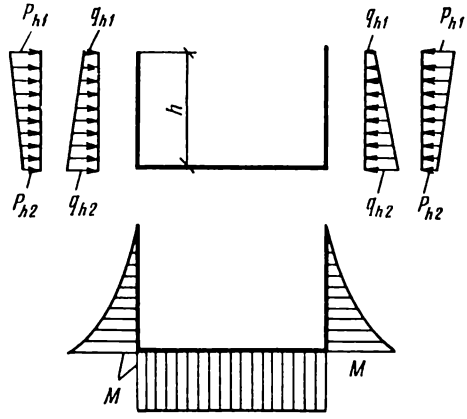


FIG. XIII.42. Schéma des efforts et diagramme des moments dans le caniveau préfabriqué en béton armé, le hourdis du plancher de couverture étant enlevé

Conduites de chaleur aériennes. Le tube d'acier reposant sur pylônes doit être calculé à la résistance mécanique; sa flèche ne doit pas dépasser la valeur obtenue d'après la formule citée dans le § XIII.5.

Le tube est assimilé à une poutre continue à travées multiples sollicitée par une charge verticale uniformément répartie due au poids propre, au poids de l'isolant et au poids de l'agent caloporteur, affectée d'un coefficient de surcharge 1,2. La charge due à la neige et au givre n'est pas prise en compte. Le même cas de charge est adopté en calculant la charge horizontale due au vent: rapportée à 1 m de longueur du tube, elle est égale à

$$q_{\text{vent}} = 1{,}2 \times 1{,}4 D q_0,$$

où 1,2 est le coefficient de surcharge; 1,4, le coefficient aérodynamique; D, le diamètre extérieur du tube avec la couche d'isolant, cm; q_0, la pression dynamique caractéristique du vent, kgf/m² (N/m²), qui dépend de la zone géographique et de l'altitude (voir Annexe II).

Si le tube à calculer supporte d'autres tubes suspendus, on admet que les charges correspondantes agissent comme des efforts concentrés. En calculant la résistance mécanique du tube, on doit se rappeler qu'en

plus des charges énumérées, les parois du tube subissent des contraintes dues à la pression intérieure de l'agent caloporteur, aux efforts axiaux provenant des déformations gênées (à cause du frottement dans les appuis et les lyres de dilatation), etc. Les méthodes de calcul des conduites font l'objet de normes particulières.

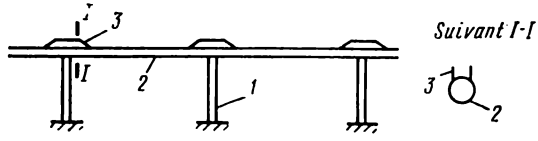


FIG. XIII.43. Renforcement du tube:
1, pylône: *2*, tube; *3*, nervure de renforcement

Toutes les charges signalées (sauf l'effet du vent) sont prises en considération en calculant les conduites souterraines et les conduites posées sur rampes.

Afin de pouvoir écarter davantage les pylônes, on peut renforcer les portions les plus sollicitées du tube (à l'aplomb des pylônes) par des nervures longitudinales soudées (fig. XIII.43).

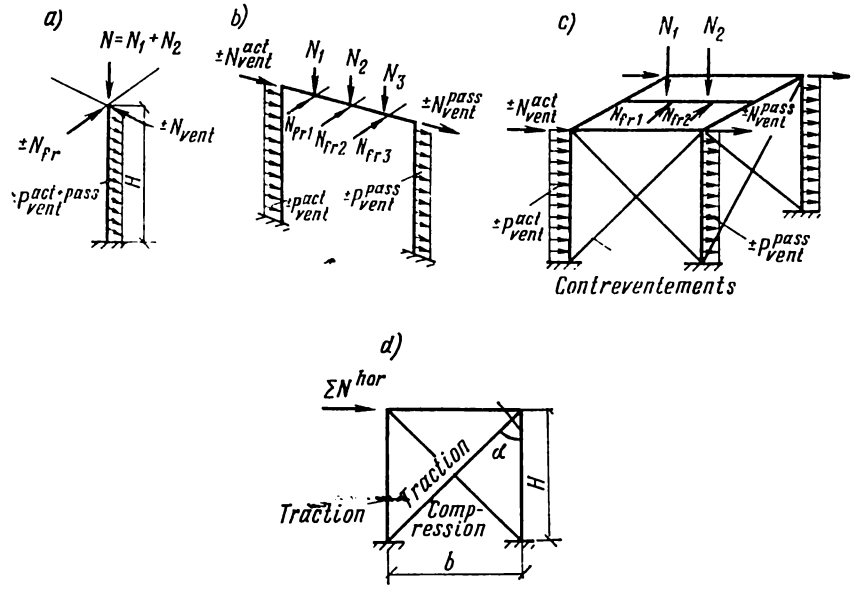


FIG. XIII.44. Pour le calcul des pylônes des conduites aériennes

Les pylônes supportant les appuis mobiles des conduites sont calculés comme des poutres consoles verticales encastrées dans le sol (fig. XIII.44, *a*). La charge verticale comprend la réaction de l'ap-

pui due au poids de la conduite N_1, ainsi que le poids propre N_2 (on admet conventionnellement qu'il est appliqué en haut). Dans le plan perpendiculaire à l'axe de la conduite, le pylône se trouve exposé à l'action du vent N_{vent}. C'est la résultante des pressions du vent exercées sur la portion du tube comprise entre deux pylônes, tandis que p_{vent} est la pression du vent exercée directement sur le pylône. Dans la direction de la conduite agit la charge horizontale N_{fr} : c'est la force de frottement dans les appuis des tubes. Les charges horizontales dues au vent et au frottement peuvent être orientées dans les deux sens.

La longueur de flambement du pylône est prise égale au double de la hauteur.

La semelle de chaque pylône est calculée en chaque direction comme une fondation excentrée.

Dans un pylône à deux montants, les efforts exercés sont les mêmes (fig. XIII.44, *b*). La traverse étant généralement articulée sur les montants, on l'assimile à une poutre à simple travée sollicitée par les charges indiquées, tandis que les montants sont calculés comme des consoles verticales subissant la réaction de la traverse et l'action du vent.

Le calcul des pylônes intermédiaires d'une rampe s'opère de la même façon, à cette différence qu'en calculant la charge verticale, on prend en considération le poids de la structure qui recouvre la travée (la ferme ou la poutre). Quant aux pylônes d'ancrage, ils subissent les charges verticales dues au poids propre et au poids des conduites, les charges horizontales transmises par la conduite et l'action du vent (fig. XIII.44, *c*).

Afin de faciliter le calcul du système tridimensionnel composé de montants, de poutres et de barres de contreventement croisées, on le divise en éléments. Les poutres transversales sont calculées comme des poutres à simple travée soumises aux charges indiquées. Puis on considère un système de barres plan constitué par deux montants reliés par les barres de contreventement croisées (fig. XIII.44, *d*) et on le calcule en tenant compte de la charge horizontale en chaque direction. Dans un tel système, la force $\sum N_{hor}$ fait naître dans les montants des efforts

$$N_m = \sum N_{hor} H/b\,;$$

il est à noter qu'un montant sera comprimé et l'autre tendu. Ces efforts se superposent aux compressions qui proviennent des charges verticales. Quand la force horizontale $\sum N_{hor}$ est élevée, la compression due à la charge verticale risque d'être moins grande que la traction : il est nécessaire d'en tenir compte en dimensionnant les montants. Plus les montants sont écartés, moins l'effort N_m est grand. Pour calculer l'effort dans la barre de contreventement, on admet (avec une certaine approximation) qu'au moment où l'une des barres commence à travailler à la compression, elle cesse de contribuer à la

résistance du système (en raison de son grand élancement), tandis que l'autre barre travaille à la traction avec l'effort

$$\sum N_{\text{hor}}/\sin\alpha.$$

C'est pour cet effort que seront calculées les attaches des barres de contreventement aux montants.

Les structures des travées des rampes sont calculées comme des poutres ou fermes à simple travée qui subissent une charge verticale due au poids propre et au poids des conduites et des charges horizontales dues au vent.

ANNEXES

ANNEXE 1

Systèmes d'unités des grandeurs physiques et leurs rapports

Grandeur	Unité, son symbole		Rapport des unités
	système adopté dans les Normes soviétiques	système SI	
Force, charge, poids	kilogramme-force (kgf), tonne-force (tf) (1 tf = 1000kgf)	newton (N) kilonewton (kN) (1 kN = 1000 N)	1 kgf = 9,8 N ≈ 10 N 1 tf ≈ 10 000 N = = 10 kN
Charge linéique, charge surfacique	kilogramme-force par mètre (kgf/m) tonne-force par mètre (tf/m) kilogramme-force par mètre carré (kgf/m²) tonne-force par mètre carré (tf/m²)	newton par mètre (N/m) kilonewton par mètre (kN/m) newton par mètre carré (N/m²) kilonewton par mètre carré (kN/m²)	1 kgf/m ≈ 10 N/m 1 tf/m ≈ 10 kN/m 1 kgf/m² ≈ 10 N/m² 1 tf/m² ≈ 10 kN/m²
Contrainte, pression, modules de déformations	kilogramme-force par millimètre carré (kgf/mm²) kilogramme-force par centimètre carré (kgf/cm²) tonne-force par mètre carré (tf/m²) (1 tf/m² = = 0,1 kgf/cm²)	pascal (Pa) (1 Pa ≈ ≈ 0,1 millimètre de colonne d'eau) mégapascal (MPa) (1 MPa = 10⁶ Pa)	1 kgf/mm² ≈ 10⁷ Pa = = 10 MPa 1 kgf/cm² ≈ 10⁵ Pa = = 0,1 MPa 1 tf/m² ≈ 10⁶ Pa = = 1 MPa
Moment d'une force, d'un couple de forces	kilogramme-force·mètre (kgf·m) tonne-force·mètre (tf·m)	newton-mètre (N·m) kilonewton-mètre (kN·m)	1 kgf·m ≈ 10 N·m 1 tf·m ≈ 10 kN·m

Charges normatives et coefficients de surcharge

Charge	Coefficients de surcharge
Poids des structures en béton (avec $\gamma >$ $>$ 1800 kg/m³), en béton armé, en pierres, en métal, en bois	1,1
Idem, en béton avec $\gamma \leqslant 1800$ kg/m³	1,2
Poids des couches d'isolant, d'égalisation, de parachèvement appliquées :	
en usine	1,2
sur chantier	1,3
Sols intacts	1,1
Sols de remblai	1,2
Poids propre et poids de l'isolant de l'équipement à poste fixe	1,2
Poids des matières remplissant l'équipement :	
liquides	1,1 (1 pour conduites)
matières en suspension, boues, matières pulvérulentes	1,2 (1,1 pour conduites)
Charges dues aux ponts roulants, ponts roulants suspendus, chariots	1,2
Charge uniformément répartie sur le plancher : appartements des immeubles d'habitation, 150 kgf/m² (1,5 kN/m²) ; bureaux, locaux du personnel, salles de lecture, 200 kgf/m² (2 kN/m²) ; laboratoires, étages techniques, etc., en fonction de la charge réelle mais non inférieure à 200 kgf/m² (2 kN/m²) ; cantines, 300 kgf/m² (3 kN/m²) ; salles de conférences, salles de spectacles, salles de sport, balcons, 400 kgf/m² (4 kN/m²); entrepôts de livres, archives, en fonction de la charge réelle mais non inférieure à 500 kgf/m² (5 kN/m²) ; greniers, 75 kgf/m² (0,75 kN/m²) en plus du poids de l'équipement ; halls, couloirs, escaliers, 300 à 400 kgf/m² (3 à 4 kN/m²)	1,2 pour $p^c \geqslant 500$ kgf/m² (50 kN/m²) 1,3 pour $p^c = 200$ à 500 kgf/m² (2 à 5 kN/m²) 1,4 pour $p^c < 200$ kgf/m² (2 kN/m²)

Charge	Coefficients de surcharge
Charge de neige : en fonction de la zone géographique, poids de la neige $p_0 = 50$ à 250 kgf/m² (0,5 à 2,5 kN/m²) ; $p^c_{neige} = p_0 c$, où c dépend du profil de la toiture	De 1,4 à 1,6, en fonction du rapport du poids propre de la toiture au poids de la neige
Charge due à l'effet du vent : en fonction de la zone géographique, pression dynamique $q_0 = 27$ à 100 kgf/m² (0,27 à 1,0 kN/m²), $q^c_{vent} = q_0 k c_1$, où k est un coefficient dépendant de la hauteur de l'ouvrage et du type du terrain et c_1 le coefficient aérodynamique dépendant du profil de l'ouvrage	1,2 (1,3 pour les ouvrages de grande hauteur)

Nota. Dans les cas où toute diminution de la charge permanente est défavorable pour le comportement de l'ouvrage (par exemple, lors de la vérification à la stabilité au basculement), on prend le coefficient de surcharge égal à 0,9.

ANNEXE III

Résistances caractéristiques du béton lourd R^c_{pr} et R^c_{tr}, résistances de calcul du béton pour les états-limites d'utilisation $R_{pr\,II}$ et $R_{tr\,II}$, kgf/cm² (MPa)

Sollicitation	Classe de résistance du béton						
	M100	M150	M200	M300	M400	M500	M600
Compression axiale (résistance sur prisme) R^c_{pr} et $R_{pr\,II}$	60 6)	85 (8,5)	115 (11,5)	170 (17)	225 (22,5)	280 (28)	340 (34)
Traction axiale R^c_{tr} et $R_{tr\,II}$	7,5 (0,75)	9,5 (0,95)	11,5 (1,15)	15 (1,5)	18 (1,8)	20 (2)	22 (2,2)

Nota. Pour les bétons hourdés au ciment fondu, les valeurs de R^c_{tr} et de $R_{tr\,II}$ sont à multiplier par 0,7.

ANNEXE IV

Résistances de calcul du béton lourd pour les états-limites ultimes R_{pr} et R_{tr}, kgf/cm² (MPa)

Sollicitation	Classe de résistance du béton						
	M100	M150	M200	M300	M400	M500	M600
Compression axiale (résistance sur prisme) R_{pr}	45 (4,5)	70 (7)	90 (9)	135 (13,5)	175 (17,5)	215 (21,5)	245 (24,5)
Traction axiale R_{tr}	4,8 (0,48)	6,3 (0,63)	7,5 (0,75)	10 (1)	12 (1,2)	13,5 (1,35)	14,5 (1,45)

Nota. Pour les bétons hourdés au ciment fondu, les valeurs de R_{tr} sont à multiplier par 0,7.

ANNEXE V

Modules d'élasticité initiaux du béton lourd (non traité) en compression et en traction $E_b \cdot 10^{-3}$, kgf/cm² (MPa)

Classe de résistance du béton	M100	M150	M200	M300	M400	M500	M600
Module d'élasticité initial	170 (17)	210 (21)	240 (24)	290 (29)	330 (33)	360 (36)	380 (38)

Nota. Pour les bétons traités par la chaleur à l'air libre les valeurs de E_b sont à multiplier par 0,9, et pour les bétons autoclavés, par 0,75.

Résistances caractéristiques et de calcul et module d'élasticité des barres d'armature, kgf/cm² (MPa)

Classes des armatures	Résistances caractéristiques à la traction R_a^c et résistances de calcul à la traction pour les états-limites d'utilisation R_{aII}	Résistances de calcul des armatures pour les états-limites ultimes			Module d'élasticité $E_a \cdot 10^{-6}$
		à la traction		à la compression	
		barres longitudinales, transversales, relevées, au calcul suivant les sections obliques pour le moment fléchissant R_a	barres transversales, relevées au calcul suivant les sections obliques pour l'effort tranchant $R_{a.tr}$	$R_{a.c}$	
A-I	2 400 (240)	2100 (210)	1700 (170)	2100 (210)	2,1
A-II	3 000 (300)	2700 (270)	2150 (215)	2700 (270)	
A-III ⌀6-8	4 000 (400)	3400 (340)	2700 * (270)	3400 (340)	2
⌀10-40		3600 (360)	2900 * (290)	3600 (360)	
A-IV	6 000 (600)	5000 (500)	4000 (400)	4000 (400)	
A-V	8 000 (800)	6400 (640)	5100 (510)	4000 (400)	1,9
Ат-IV	6 000 (600)	5000 (500)	4000 (400)	4000 (400)	
Ат-V	8 000 (800)	6400 (640)	5100 (510)	4000 (400)	
Ат-VI	10 000 (1000)	8000 (800)	6400 (640)	4000 (400)	

* Dans les carcasses soudées, pour les cadres en barre de classe A-III dont le diamètre est inférieur au tiers du diamètre des barres longitudinales, on prend $R_{a.tr}$ conformément au cadre :

6 à 8 mm . . . . . 2400 kgf/cm² (240 MPa)

10 à 40 mm . . . . . 2500 » (250 »)

Résistances caractéristiques et de calcul et module d'élasticité des fils d'armature, kgf/cm² (MPa)

Classes des armatures	Diamètre, mm	Résistance caractéristique à la traction R_a^c et résistance de calcul à la traction pour les états-limites d'utilisation R_{aII}	Résistance de calcul des armatures pour les états-limites ultimes			Module d'élasticité $E_a \cdot 10^{-6}$
			à la traction		à la compression	
			armatures longitudinales, transversales, relevées au calcul suivant les sections obliques pour le moment fléchissant R_a	armatures transversales, relevées au calcul suivant les sections obliques pour l'effort tranchant $R_{a.tr}$	$R_{a.c}$	
B-I	3-5	5 500 (550)	3 150 (315)	2 200 (220)	3 150 (315)	2 (0,2)
Bp-I	3-4	5 500 (550)	3 500 (350)	2 600 (260)	3 500 (350)	1,7 (0,17)
	5	5 250 (525)	3 400 (340)	2 500 (250)	3 400 (340)	
B-II	3	19 000 (1900)	12 300 (1230)	9 800 (980)	4 000 (400)	2 (0,2)
	4	18 000 (1800)	11 600 (1160)	9 300 (930)		
	5	17 000 (1700)	11 000 (1100)	8 800 (880)		
	6	16 000 (1600)	10 300 (1030)	8 300 (830)		
	7	15 000 (1500)	9 700 (970)	7 700 (770)		
	8	14 000 (1400)	9 000 (900)	7 200 (720)		
Bp-II	3	18 000 (1800)	11 600 (1160)	9 300 (930)	4 000 (400)	2 (0,2)
	4	17 000 (1700)	11 000 (1100)	8 800 (880)		
	5	16 000 (1600)	10 300 (1030)	8 300 (830)		
	6	15 000 (1500)	9 700 (970)	7 700 (770)		
	7	14 000 (1400)	9 000 (900)	7 200 (720)		
	8	13 000 (1300)	8 400 (840)	6 700 (670)		
K-7	4,5	19 000 (1900)	12 300 (1230)	9 800 (980)	4 000 (400)	1,8 (0,18)
	6	18 550 (1855)	11 900 (1190)	9 500 (950)		
	7,5	18 000 (1800)	11 600 (1160)	9 300 (930)		
	9	17 500 (1750)	11 300 (1130)	9 000 (900)		
	12	17 000 (1700)	11 000 (1100)	8 800 (880)		
	15	16 500 (1650)	10 600 (1060)	8 500 (850)		

Section théorique et masse de l'armature. Nomenclature des barres d'armature à haute adhérence laminées à chaud et des fils d'armature ordinaires et à haute résistance

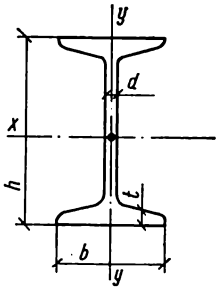
Diamètre, mm	Sections théoriques, cm², en fonction du nombre de barres										Masse, kg/m	Diamètre, mm	Nomenclature des barres d'armature à haute adhérence laminées à chaud. Classes d'acier							Nomenclature des fils d'armature	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			A-II	A-III	A-IV	Ar-IV	A-V	Ar-V	Ar-VI	ordinaires	à haute résistance
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,055	3	—	—	—	—	—	—	—	×	×
3,5	0,096	0,19	0,29	0,38	0,48	0,58	0,67	0,77	0,86	0,96	0,075	3,5	—	—	—	—	—	—	—	×	—
4	0,126	0,25	0,38	0,5	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,098	4	—	—	—	—	—	—	—	×	×
4,5	0,159	0,32	0,48	0,64	0,8	0,95	1,11	1,27	1,43	1,59	0,125	4,5	—	—	—	—	—	—	—	×	—
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,154	5	—	—	—	—	—	—	—	×	×
5,5	0,238	0,48	0,71	0,95	1,19	1,43	1,66	1,9	2,14	2,38	0,188	5,5	—	—	—	—	—	—	—	×	—
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,7	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222	6	—	×	—	—	—	—	—	×	×
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302	7	—	×	—	—	—	—	—	×	×
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395	8	—	×	—	—	—	—	—	×	×
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36	0,499	9	—	×	—	—	—	—	—	—	—
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	7,85	0,617	10	×	×	×	×	×	×	×	—	—
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888	12	×	×	×	×	×	×	×	—	—
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208	14	×	×	×	×	×	×	×	—	—
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,1	20,11	1,578	16	×	×	×	×	×	×	×	—	—
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,9	25,45	1,998	18	×	×	×	×	×	×	×	—	—
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466	20	×	×	×	×	×	×	×	—	—
22	3,801	7,6	11,4	15,2	19	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984	22	×	×	×	×	×	×	×	—	—
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853	25	×	×	—	×	—	×	×	—	—
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	61,58	4,834	28	×	×	—	—	—	—	—	—	—
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,3	64,34	72,38	80,42	6,313	32	×	×	—	—	—	—	—	—	—
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,9	61,08	71,26	81,44	91,62	101,8	7,99	36	×	×	—	—	—	—	—	—	—
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	87,92	100,48	113,04	125,6	9,87	40	×	×	—	—	—	—	—	—	—

Nota. Le signe × correspond aux diamètres qui sont produits industriellement, et le signe – , à ceux qui ne le sont pas.

Nomenclature des câbles d'armatures torsadés de classe K-7

Diamètre nominal du câble, mm	Diamètre des fils extérieurs, mm	Section du câble, cm²	Masse théorique de 1 m du câble, kg
4,5	1,5	0,127	0,099
6	2	0,226	0,176
7,5	2,5	0,354	0,276
9	3	0,509	0,397
12	4	0,908	0,703
15	5	1,415	1,113

Nota. Le diamètre nominal du câble correspond au triple du diamètre nominal des fils extérieurs.

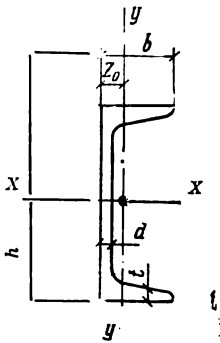


Poutrelles selon GOST 8239-72 *

Numéros des profilés : 10, 12, 14, 16, 18, 18a, 20, 20a, 22, 22a, 24, 24a, 27, 27a 30, 30a, 33, 36, 40, 45, 50, 55, 60.

Caractéristiques de certains profilés

Numéro du profilé	Dimensions, mm				Section, cm²	Masse de 1 m, kg	J_x, cm⁴	W_x, cm³	r_x, cm	J_y, cm⁴	W_y, cm³	r_y, cm	J_{tors}, cm⁴
	h	b	d	t									
16	160	81	5	7,8	20,2	15,9	873	109	6,57	58,6	14,5	1,7	4,46
20	200	100	5,2	8,4	26,8	21	1 840	184	8,28	115	23,1	2,07	6,92
20a	200	110	5,2	8,6	28,9	22,7	2 030	203	8,37	155	28,2	2,32	7,94
22	220	110	5,4	8,7	30,6	24	2 550	232	9,13	157	28,6	2,27	8,60
30	300	135	6,5	10,2	46,5	36,5	7 080	472	12,3	337	49,9	2,69	17,4
40	400	155	8,3	13	72,7	57	19 062	953	16,2	667	86,1	3,03	40,6



Profilés en U selon GOST 8240-72

Numéros des profilés : 5, 5,5, 8, 10, 12, 14, 14ª, 16, 16ª, 18, 18ª, 20, 20ª, 22, 22ª, 24, 24ª, 27, 30, 33, 36, 40

Caractéristiques de certains profilés

Numéro du profilé	Dimensions, mm				Section, cm²	Masse de 1 m, kg	J_x, cm⁴	W_x, cm³	r_x, cm	J_y, cm⁴	W_y, cm³	r_y, cm	z_0, cm
	h	b	d	t									
16	160	64	5	8,4	18,1	14,2	747	93,4	6,42	63,3	13,8	1,87	1,8
20	200	76	5,2	9	23,4	18,4	1 520	152	8,07	113	20,5	2,2	2,07
20ª	200	80	5,2	9,7	25,2	19,8	1 670	167	8,15	139	24,2	2,35	2,28
24	240	90	5,6	10	30,6	24	2 900	242	9,73	208	31,6	2,6	2.42
30	300	100	6,5	11	40,5	31,8	5 810	387	12	327	43,6	2,84	2,52
40	400	115	8	13,5	61,5	48,3	15 220	761	15,7	642	73,4	3,23	2,75

Cornières à ailes égales (extrait du GOST 8509-72)

Numéro du profilé	Dimensions, mm			Section, cm²	Masse de 1 m, kg	z_0, cm	Caractéristiques par rapport aux axes					
							x-x		x_0-x_0		y_0-y_0	
	b	d	R				J_x, cm⁴	i_x, cm	J_{x0}, cm⁴	i_{x0}, cm	J_{y0}, cm⁴	i_{y0}, cm
50×5	50	5	5,5	4,8	3,77	1,42	11,2	1,53	17,8	1,92	4,63	0,98
63×6	63	6	7	7,28	5,72	1,78	27,1	1,93	42,9	2,43	11,2	1,24
70×6	70	6	8	8,15	6,39	1,94	37,6	2,15	59,6	2,71	15,5	1,38
75×8	75	8	9	11,5	9,02	2,15	59,8	2,28	94,9	2,87	24,8	1,47
80×8	80	8	9	12,3	9,65	2,27	73,4	2,44	116	3,08	30,3	1,57
100×10	100	10	12	19,2	15,1	2,83	179	3,05	284	3,84	74,1	1,96
125×10	125	10	14	24,3	19,1	3,45	360	3,85	571	4,84	149	2,47
140×12	140	12	14	32,5	25,5	3,9	602	4,31	957	5,43	248	2,76
160×14	160	14	16	43,3	34	4,47	1046	4,92	1 662	6,2	431	3,16
180×12	180	12	16	42,2	33,1	4,89	1317	5,59	2 093	7,04	540	3,58
200×20	200	20	18	76,5	60,1	5,7	2871	6,12	4 560	7,72	1 182	3,93
250×25	250	25	24	119,7	94	7,11	7006	7,65	11 125	9,64	2 887	4,91

Cornières à ailes inégales (extrait du GOST 8510-72)

Numéro du profilé	Dimensions, mm				Distance du centre de gravité, cm		Section, cm²	Masse de 1m, kg	Caractéristiques par rapport aux axes					
									x-x		y-y		u-u	
	B	b	d	R	y_0	x_0			J_x, cm⁴	i_x, cm	J_y, cm⁴	i_y, cm	J_u, cm⁴	i_u, cm
56×36×4	56	36	4	6	1,82	0,84	3,58	2,81	11,4	1,78	3,70	1,02	2,19	0,78
63×40×5	63	40	5	7	2,08	0,95	4,98	3,91	19,9	2	6,26	1,12	3,73	0,86
70×45×5	70	45	5	7,5	2,28	1,05	5,59	4,39	27,8	2,23	9,05	1,27	5,34	0,98
75×50×6	75	50	6	8	2,44	1,21	7,25	5,69	40,9	2,38	14,6	1,42	8,48	1,08
80×50×6	80	50	6	8	2,65	1,17	7,55	5,92	49	2,55	14,8	1,40	8,88	1,08
90×56×6	90	56	6	9	2,95	1,28	8,54	6,7	70,6	2,88	21,2	1,58	12,7	1,22
100×63×7	100	63	7	10	3,28	1,46	11,1	8,7	113	3,19	35	1,78	20,8	1,37
125×80×10	125	80	10	11	4,14	1,92	19,7	15,5	312	3,98	100	2,26	59,3	1,74
160×100×12	160	100	12	13	5,32	2,36	30	23,6	784	5,11	239	2,82	142	2,18
200×125×14	200	125	14	14	6,62	2,91	43,9	34,4	1801	6,41	551	3,54	327	2,73
250×160×16	250	160	16	18	8,14	3,69	63,6	49,9	4091	8,02	1333	4,58	781	3,50

Détermination du coefficient φ_p pour la vérification au flambement des poutres

Pour les poutres de section symétrique en double T

$$\varphi_p = \psi \frac{J_y}{J_x} \left(\frac{h}{l}\right)^2 \cdot 10^3, \qquad (1)$$

où h est la hauteur de la poutre, l, la distance entre les points de fixation de la membrure comprimée, J_x et J_y, les moments d'inertie de la section, ψ, un coefficient qu'on trouve dans le tableau ci-après en fonction du paramètre α.

Pour les poutres laminées en double T (poutrelles) on a

$$\alpha = 1{,}54 \frac{J_{tors}}{J_y} \left(\frac{l}{h}\right)^2,$$

où J_{tors} est le moment d'inertie à la torsion, voir Annexe X.

Pour les poutres en double T formées de trois tôles soudées on a

$$\alpha = 8 \left(\frac{l\delta_1}{bh}\right)^2 \left(1 + \frac{h\delta^3}{2b\delta_1^3}\right),$$

où h est la hauteur totale de la section de la poutre, b et δ_1 la largeur et l'épaisseur de la membrure, δ l'épaisseur de l'âme.

Coefficients ψ pour les poutres en double T en acier de classe C38/23

α	Coefficients ψ				
	Poutre sans fixations en travée				Poutre fixée en deux ou plusieurs points de la membrure supérieure, indépendamment du point d'application de la charge
	charge concentrée		charge uniformément répartie		
	appliquée à la membrure supérieure	appliquée à la membrure inférieure	appliquée à la membrure supérieure	appliquée à la membrure inférieure	
0,4	1,77	5,03	1,60	3,85	2,20
1	1,85	5,11	1,67	3,90	2,27
8	2,63	5,91	2,35	4,59	2,90
24	4,03	7,31	3,55	5,79	4,00
48	5,60	8,88	4,90	7,13	5,23
80	7,31	10,59	6,30	8,58	6,51
160	10,59	13,83	9,04	11,30	8,95
240	13,21	16,36	11,21	13,48	10,86
400	17,24	20,48	14,57	16,80	13,91

Si la valeur de φ_p calculée selon la formule (1) est supérieure à 0,85, on la prend égale à φ'_p conformément au tableau suivant :

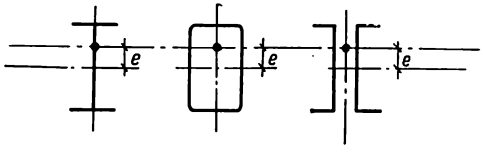
φ_p	0,85	0,90	0,95	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,55
φ'_p	0,85	0,87	0,89	0,904	0,927	0,948	0,964	0,98	1,0

ANNEXE XV

Détermination du coefficient φ^{cf} pour la vérification des pièces d'acier comprimées et fléchies au flambement dans le plan du moment

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R}{E}}; \quad m = e\frac{F}{W}; \quad m_1 = \eta m,$$

où $\lambda = l_0/r$ est l'élancement de la pièce; $\bar{\lambda}$, l'élancement fictif; R, la résistance de calcul de l'acier; E, le module d'élasticité de l'acier; $e = M/N$, l'excentricité de la force; F, la section de la pièce; W, le module de résistance de la section (pour la fibre la plus comprimée); η, le coefficient d'influence de la forme de section (pour les pièces à âme pleine); m, l'excentricité relative.

Type de la section	Valeurs de η		
	pour $0 \leqslant \bar{\lambda} \leqslant 5$		pour $\bar{\lambda} > 5$
	$0,1 \leqslant m < 5$	$5 \leqslant m \leqslant 20$	$0,1 \leqslant m \leqslant 0,2$
	1,75 à $0,13\bar{\lambda}$	1,5 à $0,08\bar{\lambda}$	1,1

Coefficients φ^{cf} pour les pièces à âme pleine

$\overline{\lambda}$	Valeurs de φ^{cf} en fonction de m_1											
	0,1	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	8,0	10,0	20,0
0,5	0,97	0,85	0,72	0,62	0,54	0,42	0,34	0,28	0,24	0,18	0,15	0,07
1,0	0,92	0,78	0,65	0,56	0,48	0,38	0,31	0,26	0,22	0,17	0,14	0,07
1,5	0,87	0,72	0,59	0,51	0,44	0,35	0,28	0,24	0,20	0,16	0,13	0,07
2,0	0,81	0,65	0,54	0,46	0,40	0,31	0,26	0,22	0,19	0,15	0,12	0,06
3,0	0,67	0,52	0,42	0,36	0,32	0,26	0,22	0,19	0,17	0,13	0,11	0,06
4,0	0,50	0,39	0,33	0,29	0,26	0,21	0,18	0,16	0,14	0,12	0,10	0,06
5,0	0,35	0,29	0,25	0,22	0,20	0,17	0,15	0,13	0,12	0,10	0,09	0,05
6,0	0,26	0,22	0,20	0,18	0,17	0,14	0,13	0,11	0,10	0,09	0,08	0,05
8,0	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,10	0,09	0,08	0,08	0,07	0,06	0,04
10,0	0,10	0,09	0,09	0,08	0,08	0,07	0,07	0,06	0,06	0,05	0,05	0,03
14,0	0,05	0,05	0,05	0,05	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,03

Coefficients φ^{cf} pour les pièces à âme en treillis

$\overline{\lambda}$	Valeurs de φ^{cf} en fonction de m								
	0,1	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0	5,0	10,0	20,0
0,5	0,91	0,67	0,50	0,40	0,33	0,25	0,17	0,09	0,05
1,0	0,87	0,64	0,48	0,39	0,33	0,24	0,16	0,09	0,05
2,0	0,77	0,56	0,42	0,35	0,29	0,23	0,16	0,09	0,04
3,0	0,64	0,46	0,36	0,30	0,25	0,20	0,14	0,08	0,04
5,0	0,35	0,28	0,23	0,20	0,18	0,15	0,11	0,07	0,04
10,0	0,10	0,09	0,09	0,07	0,07	0,07	0,06	0,04	0,03
14,0	0,05	0,05	0,05	0,04	0,04	0,04	0,04	0,03	0,02

Détermination du coefficient *c* pour la vérification des pièces d'acier comprimées et fléchies au flambement dans le plan perpendiculaire à celui du moment

Pour les pièces en acier de classe C 38/23, pour $\lambda_y < 100$, on a

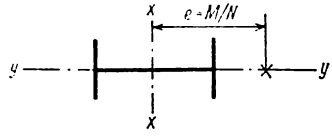
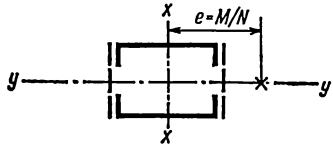
$$c = \frac{1}{1 + \alpha m_x}.$$

Dans cette formule m_x est l'excentricité relative dans le plan du moment,

$$m_x = \frac{M_x}{N} \frac{F}{W},$$

où M_x est le moment maximal dans le tiers moyen de la pièce qui est fixée à ses extrémités (il n'est jamais inférieur à la moitié de M_{max} pour la pièce tout entière), N, le moment d'encastrement pour une pièce console; F, la section de la pièce; W, le module de résistance de la section (pour la face la plus comprimée).

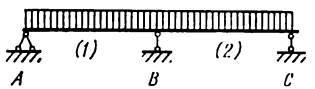
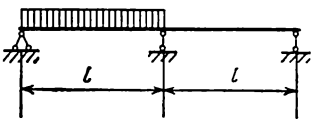
Valeurs du coefficient α

Excentricité relative	Type de la section	
		
$m_x \leqslant 1$	0,7	0,6
$1 < m_x \leqslant 5$	$0,7 + 0,05\,(m_x - 1)$	$0,6 + 0,05\,(m_x - 1)$
$m_x > 5$	0,9	0,8

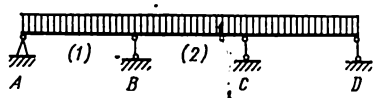
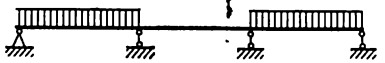
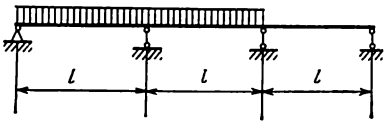
Tables de calcul des poutres continues à travées égales

$M = (\alpha g + \beta p)\, l^2$; $Q = (\gamma g + \delta p)\, l$.

Poutres à deux travées

Cas de charge	Moments en travée		Moment sur appui M_B	Efforts tranchants			
	M_1	M_2		Q_A	Q_B^g	Q_B^{dr}	Q_C
	0,07	0,07	−0,125	0,375	−0,625	0,625	−0,375
	0,096	−0,025	−0,063	0,437	−0,563	0,063	0,063

Poutres à trois travées

Cas de charge	Moments en travée		Moments sur appuis		Efforts tranchants					
	M_1	M_2	M_B	M_C	Q_A	Q_B^g	Q_B^{dr}	Q_C^g	Q_C^{dr}	Q_D
	0,08	0,025	—0,1	—0,1	0,4	—0,6	0,5	—0,5	0,6	—0,4
	0,101	—0,05	—0,05	—0,05	0,45	—0,55	0	0	0,55	—0,45
	—0,025	0,075	—0,05	—0,05	—0,05	—0,05	0,5	—0,5	0,05	0,05
			—0,117	—0,033	0,383	—0,617	0,583	—0,417	0,033	0,033

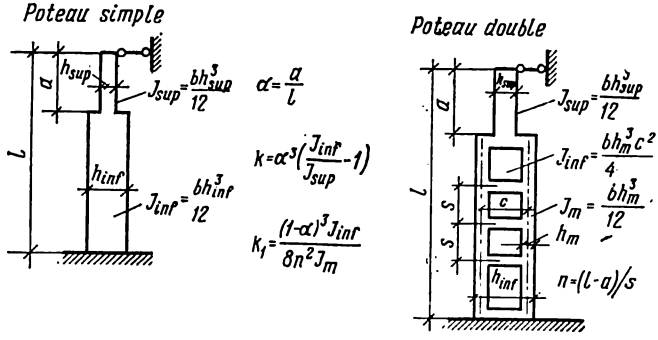
Poutres à cinq travées
(coefficients pour le calcul des moments)

Cas de charge	Moments en travée			Moments sur appuis			
	M_1	M_2	M_3	M_B	M_C	M_D	M_E
A B C D E F; l l l l l	0,078	0,033	0,046	−0,105	−0,079	−0,079	−0,105
(1) (2) (3)	0,100	−0,046	0,086	−0,053	−0,040	−0,040	−0,053
	−0,026	0,079	−0,040	−0,053	−0,040	−0,040	−0,053
				−0,119	−0,022	−0,044	−0,051
				−0,035	−0,111	−0,020	−0,057

Pressions de calcul conventionnelles R_0 sur les sols de fondation

Type du sol	R_0, kgf/cm²	
Détritique à gros morceaux		
En pierres cassées mêlées au sable	6	
Graveleux, roches cristallines	5	
Idem, roches sédimentaires	3	
Sablonneux	Forte densité	Densité moyenne
Gros sables, humidité quelconque	6	5
Sables moyens, humidité quelconque	5	4
Sables fins, peu humides	4	3
Idem, humides et imbibés d'eau	3	2
Sables poussiéreux, peu humides	3	2,5
Idem, humides	2	1,5
Idem, imbibés d'eau	1,5	1
Argileux (non compressibles)	Consistance 0	Consistance 1
Limons sableux, porosité 0,5	3	3
Idem, porosité 0,7	2,5	2
Limons argileux, porosité 0,5	3	2,5
Idem, porosité 0,7	2,5	1,8
Idem, porosité 1,0	2	1
Argiles, porosité 0,5	6	4
Idem, porosité 0,6	5	3
Idem, porosité 0,8	3	2
Idem, porosité 1,1	2,5	1

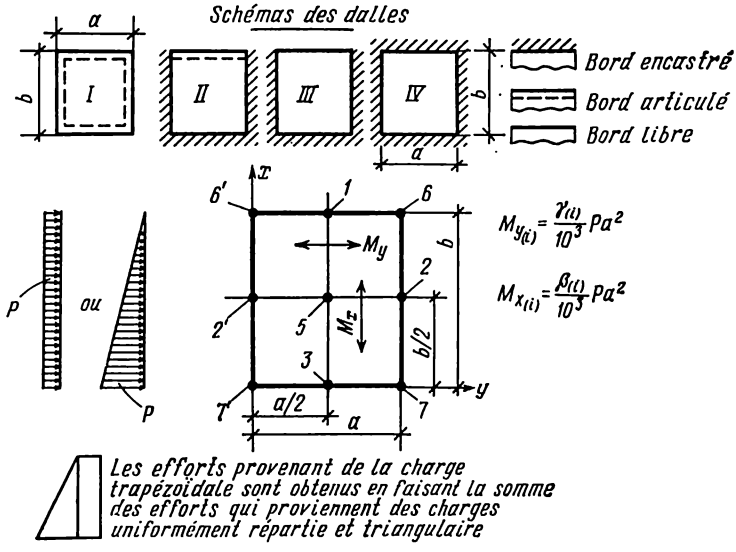
Réaction d'appui dans des poteaux à bord encastré des portiques transversaux des bâtiments industriels sans étages



Pour un simple poteau $k_1=0$

Système de la charge	Réaction d'appui	Système de la charge	Réaction d'appui
	$B_\Delta=\frac{3EJ_{inf}}{l^3(1+k+k_1)}$		$B=\frac{3M\eta(2-\eta)}{2l(1+k+k_1)}$
	$B=\frac{3M(1+k/\alpha)}{2l(1+k+k_1)}$		$B=\frac{T(1-\alpha+k_1)}{(1+k+k_1)}$
	$B=\frac{3M(1-\alpha^2)}{2l(1+k+k_1)}$		$B=\frac{3pl[1+\alpha k+1{,}33\cdot(1+\alpha)k_1]}{8(1+k+k_1)}$

Tables de calcul des dalles appuyées sur les quatre côtés



Charge uniformément répartie

Cas I			b/a	Cas II				Cas III						Cas IV			
a/b	β_5	γ_5		β_5	γ_5	$-\beta_3$	$-\gamma_2$	β_5	γ_5	$-\beta_3$	$-\gamma_2$	$-\gamma_1$	$-\gamma_6$	β_5	γ_5	$-\beta_1$ $-\beta_3$	$-\gamma_2$ $-\gamma_7$
0,5	17	96	0,5	3	41	56	84	2	12	50	34	27	71	4	40	56	82
0,6	24	82	0,6	6	38	56	81	4	17	53	42	33	80	8	37	56	78
0,7	30	68	0,7	9	35	56	77	6	21	54	49	38	84	12	32	56	72
0,8	33	56	0,8	12	31	56	72	8	24	55	56	41	85	14	27	55	65
0,9	36	46	0,9	15	27	55	66	9	26	56	62	43	85	16	22	53	58
1,0	37	37	1,0	17	23	54	60	8	28	56	66	44	85	18	18	51	51
			1,2					8	32	56	73	44	85				
			1,5					5	36	56	79	45	85				
			2,0					3	40	56	83	45	84				

Charge triangulaire

a/b	Cas I				Cas II						
	β_5	γ_5	max β_{1-3}	max γ_{1-3}	β_5	γ_5	max β_{1-3}	max γ_{1-3}	$-\beta_3$	γ_2	max γ_{6-7}
0,5	9	50	21	51	2	20	9	23	45	41	—50
0,6	12	41	22	42	3	19	9	20	43	40	—46
0,8	17	28	23	28	7	15	9	15	38	35	—37
1,0	18	18	22	18	9	11	10	11	34	29	—29

b/a	Cas III					
	β_5	γ_5	$-\beta_3$	$-\gamma_2$	γ_1	$-\gamma_6$
0,5	2	4	23	3	7	4
0,6	3	5	26	6	8	6
0,8	6	9	29	15	10	10
1,0	7	12	34	30	10	12
1,5	4	16	41	86	6	16
2,0	2	19	45	165	4	18

Cas IV								
a/b	β_5	γ_5	max β_{1-3}	max γ_{1-3}	$-\beta_3$	$-\beta_1$	$-\gamma_2$	max γ_{6-7}
0,5	2	20	9	22	45	11	41	—50
0,6	4	18	9	20	43	14	39	—46
0,8	7	14	10	14	38	17	33	—36
1,0	9	9	10	9	33	18	25	—27

TABLE DES MATIÈRES

Préface 5

Chapitre premier

PRINCIPES DE CALCUL DES STRUCTURES 6

§ I.1. Etats-limites des structures 6
§ I.2. Coefficients forfaitaires 7
§ I.3. Valeurs caractéristiques et de calcul des charges et des résistances 8
§ I.4. Calcul des structures aux états-limites 9
§ I.5. Systèmes d'unités 11

Chapitre II

NOTIONS SUR LE BÉTON ARMÉ 12

§ II.1. Principes du béton armé 12
§ II.2. Béton 14
§ II.3. Armatures 19
§ II.4. Principales propriétés du béton armé. 27

Chapitre III

PARTICULARITÉS DE CALCUL ET DE CONCEPTION DES PIÈCES EN BÉTON ARMÉ 29

§ III.1. Généralités sur le calcul 29
§ III.2. Particularités de calcul des pièces en béton précontraint 33
§ III.3. Généralités sur la conception 41
§ III.4. Particularités de conception des pièces en béton précontraint 44

Chapitre IV

PIÈCES EN BÉTON ARMÉ CHARGÉES EN COMPRESSION SIMPLE 48

§ IV.1. Dispositions constructives 48
§ IV.2. Calcul des pièces présentant une excentricité accidentelle 50

Chapitre V

PIÈCES EN BÉTON ARMÉ CHARGÉES EN TRACTION SIMPLE 55

§ V.1. Dispositions constructives 55
§ V.2. Etat de contrainte et calcul d'une pièce tendue 56
§ V.3. Particularités du comportement et calcul d'une pièce en béton précontraint 61

Chapitre VI

PIÈCES EN BÉTON ARMÉ CHARGÉES EN FLEXION SIMPLE 69

§ VI.1. Dispositions constructives 69
§ VI.2. Etat de contrainte et de déformation d'une pièce chargée en flexion simple 76
§ VI.3. Calcul de résistance suivant les sections normales . . . 80
§ VI.4. Calcul de résistance suivant les sections obliques . . . 95
§ VI.5. Calcul à la fissuration des pièces précontraintes 103
§ VI.6. Calcul des flèches 109
§ VI.7. Calcul de l'ouverture des fissures 115

Chapitre VII

PIÈCES EN BÉTON ARMÉ CHARGÉES EN FLEXION COMPOSÉE 117

§ VII.1. Dispositions constructives des pièces chargées en flexion-compression 117
§ VII.2. Calcul d'une pièce chargée en flexion-compression . . 119
§ VII.3. Pièces chargées en flexion avec traction 130

Chapitre VIII

STRUCTURES EN MAÇONNERIE 133

§ VIII.1. Matériaux utilisés en maçonnerie, leur résistance et déformation 133
§ VIII.2. Calcul des pièces comprimées 136
§ VIII.3. Maçonnerie armée 139
§ VIII.4. Les structures en maçonnerie dans le bâtiment . . . 142
§ VIII.5. Exemples de calcul des pièces en maçonnerie 144

Chapitre IX

STRUCTURES MÉTALLIQUES 147

§ IX.1. Matériaux des structures métalliques 147
§ IX.2. Assemblage des pièces dans la structure métallique . . 151
§ IX.3. Conception et calcul des poutres 157
§ IX.4. Conception et calcul des poteaux 166
§ IX.5. Conception et principes de calcul des fermes 177
§ IX.6. Structures métalliques précontraintes 180

Chapitre X

LES STRUCTURES DANS LES BÂTIMENTS 182

§ X.1. Principes de conception des structures du Bâtiment . . . 182
§ X.2. Planchers en béton armé 185
§ X.3. Fondations de poteaux en béton armé 204
§ X.4. Bâtiments industriels sans étages composés de structures préfabriquées en béton armé 211
§ X.5. Bâtiments des réseaux de distribution et d'évacuation des eaux et bâtiments des chaudières 220

Chapitre XI

OUVRAGES SPÉCIAUX DANS LES RÉSEAUX DE DISTRIBUTION ET D'ÉVACUATION DES EAUX 229

§ XI.1. Généralités 229
§ XI.2. Conception des réservoirs cylindriques en béton armé 231

§ XI.3. Calcul des réservoirs cylindriques 242
§ XI.4. Conception des réservoirs rectangulaires en béton armé 253
§ XI.5. Calcul des réservoirs rectangulaires 264
§ XI.6. Conception et calcul des réservoirs cylindriques en acier 269
§ XI.7. Tuyaux et puits en béton armé utilisés dans les réseaux de distribution et d'évacuation des eaux 273
§ XI.8. Conception et calcul des châteaux d'eau 276

Chapitre XII

QUELQUES EXEMPLES DE PROJETS DE STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ 281

§ XII.1. Généralités 281
§ XII.2. Panneau de toiture nervuré sans précontrainte 281
§ XII.3. Panneau de toiture nervuré précontraint 291
§ XII.4. Panneau de toiture carré 297
§ XII.5. Poutre de toiture 301
§ XII.6. Poteau et semelle 307
§ XII.7. Mur du réservoir rectangulaire 312
§ XII.8. Paroi du réservoir cylindrique préfabriqué 315

Chapitre XIII

OUVRAGES DES SYSTÈMES DE TRANSPORT DE LA CHALEUR 322

§ XIII.1. Généralités 322
§ XIII.2. Conception des galeries et des collecteurs 324
§ XIII.3. Conception des chambres, niches, appuis des conduites de chaleur 333
§ XIII.4. Conduites de chaleur posées en tranchée 341
§ XIII.5. Pose aérienne des conduites de chaleur 343
§ XIII.6. Principes de calcul des structures relatives aux conduites de chaleur 349

ANNEXES 357

À NOS LECTEURS

Les Editions Mir vous seraient très reconnaissantes de bien vouloir leur communiquer votre opinion sur le contenu de ce livre, sa traduction et sa présentation ainsi que toute autre suggestion.

Ecrire à l'adresse: Pervi Rijski péréoulok, 2, Moscou, I-110, GSP, U.R.S.S.

MECANICA DE MEDIOS C(
ESTRUCTURAS E INGEN

Imprimé en UNION SOVIÉTIQUE

HYDRAULIQUE

par N. KRÉMÉNETSKI, D. SCHTÉRENLIHT,
V. ALYCHEV, L. YAKOVLÉVA

Le manuel soumet à l'étude les propriétés principales des liquides, les questions relatives à l'hydrostatique, la cinématique du liquide, les questions fondamentales de l'hydrodynamique, l'équation de Bernoulli pour un liquide non visqueux et visqueux, la résistance hydraulique sous des régimes laminaire et turbulent, l'écoulement à partir des trous, ajutages, tubes courts et vannes.

On y trouve l'exposé des questions sur le mouvement uniforme et non permanent (coup de bélier) dans les conduites, du mouvement uniforme et non permanent de l'eau dans des lits ouverts : calcul des canaux et des courbes de la surface libre dans des lits prismatiques.

Il contient également la description des travaux de laboratoire essentiels, des problèmes et des tables nécessaires pour la réalisation des calculs.